

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ DE NANCY I

pour l'obtention du titre de

Docteur-Ingénieur

par

Edmond DURAND

COMPORTEMENT DES ROCHES A LA TORSION

APPLICATION A L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ DES EXCAVATIONS SOUTERRAINES

Soutenue publiquement le 28 Juin 1973
devant la Commission d'Examen

JURY

MM. P. BLAZY	Président
P. HABIB	Rapporteur
J. TOURET	Examineurs
R. HOUPERT	
C. BORDET	Invité

T H E S E
présentée
à L'UNIVERSITE DE NANCY I
pour l'obtention du titre de

Docteur - Ingénieur
par
Edmond DURAND
Ingénieur E.N.S.G.

S U J E T

COMPORTEMENT DES ROCHES A LA TORSION
APPLICATION A L'ETUDE DE LA STABILITE
DES EXCAVATIONS SOUTERRAINES

Soutenue et présentée publiquement le 28 Juin 1973
devant la Commission d'Examen.

M.M.	P. BLAZY	Président
	P. HABIB	Rapporteur
	J. TOURET	
	R. HOUPERT	Examineurs
	C. BORDET	Invité



AVANT - PROPOS

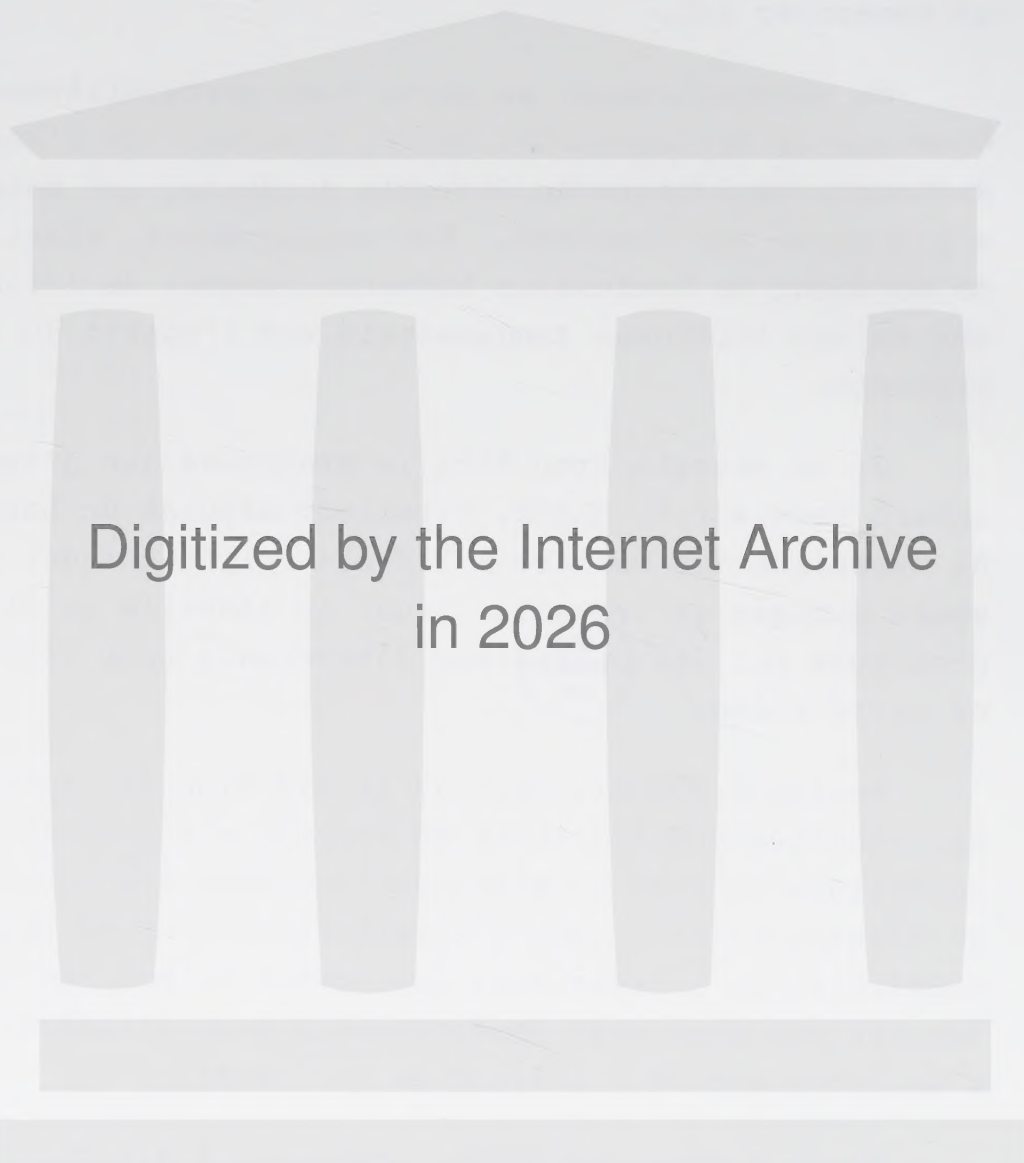
Cette étude n'a été réalisable que grâce à la collaboration d'un grand nombre de personnes qu'il m'est agréable de remercier ici.

Ma reconnaissance se porte tout particulièrement vers Monsieur le Professeur P. BLAZY, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, qui maintes fois m'a apporté son concours. Son enseignement, ainsi que celui de Monsieur le Professeur ROUBAULT, membre de l'Institut, ont eu une influence fondamentale sur l'esprit du travail présenté.

Je ne saurais trop dire la gratitude que j'éprouve envers Monsieur P. HABIB, Directeur Adjoint du Laboratoire de Mécanique des Solides à l'Ecole Polytechnique, qui a bien voulu diriger ce travail. Tous les conseils qu'il m'a prodigués ont été un facteur déterminant pour l'élaboration de cette thèse.

Monsieur BORDET, Chef de la Division Géologie - Géotechnique d'Electricité de France, m'a procuré les conditions idéales en m'accueillant dans son laboratoire de Mécanique des Roches d'Albertville et en me faisant bénéficier de l'expérience des hommes de son Service. Qu'il reçoive mes plus vifs remerciements pour l'intérêt qu'il a toujours montré à l'égard de ce travail.

C'est à Monsieur COMES, Ingénieur à E.D.F., que revient la conception de la machine qui a permis de réaliser l'étude. Sa collaboration permanente, son efficacité exceptionnelle et les facilités qu'il m'a toujours procurées ont permis de mener à bien ces travaux.



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41551908_0003

J'exprime ma vive reconnaissance à Monsieur TOURET, Professeur à l'Université de Nancy I, ainsi qu'à Monsieur HOUPERT, Ingénieur au Centre de Mécanique des Roches et des Sols de Nancy, pour l'enseignement et les conseils qu'ils m'ont apportés.

Je n'oublierai pas la bonne entente que j'ai trouvée auprès du Service Géologique - Géotechnique de Paris. Monsieur GARNIER, Ingénieur à E.D.F., a bien voulu fournir les éléments nécessaires à la partie calcul.

Je remercie également Monsieur MARIN, Chef du Service Travaux à la R.E.H. Alpes Nord et Monsieur LECOINTE, Chef du Centre d'Essais E.D.F. d'Albertville, pour la compréhension dont ils ont toujours fait preuve à mon égard.

Ma reconnaissance se dirige aussi vers tous mes collaborateurs du centre d'essais E.D.F. d'Albertville et en particulier, vers Messieurs AVRILLIER et CUSIN qui ont apporté un concours sérieux et très efficace au déroulement de ce travail.

Je tiens enfin à remercier Madame AMBROSIA et Monsieur COUDOUR, qui se sont respectivement chargés de la partie dactylographique et de la partie illustrée avec beaucoup de soins.

Que toutes les personnes qui ont contribué à l'élaboration de cette étude trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements.

S O M M A I R E

	<u>Pages</u>
- INTRODUCTION	1
1/ La Mécanique des Roches	2
2/ Objet et division de l'étude	4
I - L'ESSAI DE TORSION	5
I.1 - Introduction	6
I.2 - Technique expérimentale	7
I.2-1 - L'appareillage	7
I.2-1-1 - Préparation des éprouvettes	7
I.2-1-2 - La presse de torsion	9
I.2-1-3 - La cellule triaxiale de torsion ...	18
I.2-2 - Technique opérationnelle	21
I.2-2-1 - Préparation de l'essai	21
I.2-2-2 - Déroulement de l'essai	22
I.2-2-3 - Fiabilité de l'essai	22
I.3 - Considérations théoriques	24
I.3-1 - Hypothèse de base	24
I.3-2 - Déformations de torsion	24
I.3-3 - Contraintes induites par torsion	27
I.3-3-1 - Torsion pure	28
I.3-3-2 - Torsion - compression axiale	32
I.3-3-3 - Torsion avec pression de confine- ment	33
I.3-3-4 - Comparaison synthétique	35
I.4 - Description sommaire des roches étudiées	38
I.4-1 - Les roches à structure statistiquement isotrope	38
I.4-2 - Les roches anisotropes	44
I.4-2-1 - Roches à anisotropie planaire continue	44
I.4-2-2 - Roches à anisotropie planaire discontinue	44
Liste bibliographique	48

II - PETITES DEFORMATIONS ET CONSTANTES ELASTIQUES DE TORSION DES ROCHES	50
II.1 - Introduction	51
II.2 - Etude bibliographique : Constantes d'élas- ticité	51
II.3 - Les déformations de torsion des roches sta- tistiquement isotropes	54
II.3-1 - Courbes effort - déformation en torsion pure	54
II.3-1-1 - Analyse des courbes	54
II.3-1-2 - Analogie avec la traction directe	62
II.3-1-3 - Efforts alternatifs de torsion	65
II.3-1-4 - Module de cisaillement des roches - Corrélation	65
II.3-2 - Influence d'une charge axiale	68
II.3-3 - Influence d'une pression hydro- statique	79
II.3-4 - Influence de la durée de chargement	83
II.4 - Les déformations de torsion des roches ani- sotropes	84
II.4-1 - Anisotropie des déformations de torsion	84
II.4-1-1 - Anisotropie en torsion pure ..	84
II.4-1-2 - Anisotropie en torsion avec pression de confinement	89
II.4-2 - Détermination des constantes élastiques	92
II.4-2-1 - Constantes élastiques de torsion pure	93
II.4-2-2 - Comparaison avec l'essai de chargement monoaxial	94
II.5 - Conclusion	95
Liste bibliographique	96

	<u>Pages</u>
III - RUPTURES ET RESISTANCES MECANQUES DE TORSION ...	99
III.1 - Introduction	100
III.2 - Rappel : Surface limite. Courbe intrinsèque	100
III.3 - Ruptures et résistances mécaniques de torsion des roches	101
III.3-1 - Milieux statistiquement isotropes	101
III.3-1-1 - Morphologie des ruptures	101
III.3-1-1-1 - Ruptures de torsion pure	101
III.3-1-1-2 - Ruptures de torsion-compression axiale	102
III.3-1-1-3 - Ruptures de torsion avec pression de confinement	106
III.3-1-2 - Résistance mécanique de torsion	106
III.3-1-2-1 - Influence du gradient des contraintes ...	109
a) Eprouvettes cylindriques	109
b) Eprouvettes tubulaires	110
c) Détermination d'une contrainte moyenne de cisaillement ...	113
d) Conclusion	116
III.3-1-2-2 - Influence de l'élan- cement	119
III.3-1-2-3 - Surface et courbe intrinsèque	122
III.3-1-2-4 - Critères de rupture	126
III.3-2 - Milieux à anisotropie planaire	130
III.3-2-1 - Ruptures en torsion pure des roches à anisotropie planaire continue	130
III.3-2-2 - Ruptures des roches à anisotropie planaire discon- tinue	136

	<u>Pages</u>
III.3-2-2-1 - Discontinuités artificielles	136
III.3-2-2-2 - Discontinuités naturelles	138
III.3-2-2-3 - Courbes intrinsèques de clivage	142
III.4 - Conclusion	153
Liste bibliographique	155
IV - COMPARAISON DES RESISTANCES MECANQUES DE TORSION AVEC LES ESSAIS CLASSIQUES	157
IV.1 - Introduction	158
IV.2 - Résistance à la traction	158
IV.2-1 - Traction directe	158
IV.2-2 - Traction indirecte (essai brési- lien)	161
IV.2-3 - Flexion sous charge concentrée ...	166
IV.3 - Résistance au cisaillement imposé	168
IV.3-1 - Cisaillement de type LUNDBORG	168
IV.3-2 - Cisaillement de type CASAGRANDE ..	172
IV.4 - Résistance au cisaillement libre	180
IV.4-1 - Essai triaxial	180
IV.5 - Résistance au frottement	185
IV.5-1 - Frottement avec glissement de rotation	188
IV.5-2 - Frottement avec glissement recti- ligne	190
IV.6 - Conclusion	195
Liste bibliographique	196

	<u>Pages</u>
V - CALCUL DE LA STABILITE DES EXCAVATIONS SOUTERRAINES	198
V.1 - Introduction	199
V.2 - Etude bibliographique : Champ de contrain- tes autour d'un tunnel en milieu isotrope ..	202
V.3 - Calcul élastique des cavités souterraines par la méthode des éléments finis	204
V.3-1 - Principe de la méthode	204
V.3-2 - Formulation générale de la méthode des éléments finis	205
V.3-2-1 - Matrice de raideur élémentaire .	205
V.3-2-2 - Matrice de raideur globale	209
V.3-2-3 - Conditions aux limites	210
V.3-2-4 - Calcul des déplacements et des déformations	210
V.3-2-5 - Calcul des contraintes	211
V.4 - Application au calcul de la stabilité des usines souterraines	211
V.4-1 - Maillage et méthode de chargement ..	212
V.4-2 - Etude de la stabilité pour un milieu isotrope et homogène	215
V.4-3 - Cas d'un milieu à caractéristiques de résistance anisotrope	218
V.5 - Exemple de l'usine souterraine de Sisteron .	219
V.6 - Conclusion	223
Liste bibliographique	226

Notations et terminologie

d (-)	= densité
ρ (ML^{-3})	= masse volumique
w (-)	= teneur en eau
n (-)	= porosité
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ($ML^{-1} T^{-2}$)	= contraintes principales respectivement majeure, intermédiaire et mineure
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ ($ML^{-1} T^{-2}$)	= composantes normales de la contrainte en coordonnées cartésiennes rectangulaires
$\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{zy}$ ($ML^{-1} T^{-2}$)	= composantes tangentielles de la contrainte en coordonnées cartésiennes rectangulaires
σ ($ML^{-1} T^{-2}$)	= contrainte normale
τ ($ML^{-1} T^{-2}$)	= contrainte tangentielle
σ_a ($ML^{-1} T^{-2}$)	= contrainte axiale, soustraction faite de la pression hydrostatique
τ_t ($ML^{-1} T^{-2}$)	= contrainte de cisaillement de torsion
p ($ML^{-1} T^{-2}$)	= contrainte hydrostatique
p_m ($ML^{-1} T^{-2}$)	= pression moyenne
M_t ($ML^2 T^{-2}$)	= couple de torsion
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ (-)	= déformations principales respectivement majeure, intermédiaire et mineure
$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ (-)	= déformations linéaires selon les axes x, y et z
$\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{zy}$ (-)	= déformations de glissement en coordonnées cartésiennes rectangulaires

$\gamma(-)$	= déformation de glissement (roche isotrope)
$G \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= module de glissement de torsion
$G_p \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= module de glissement de torsion sous la pression hydrostatique p
$E \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= module d'Young
$\nu(-)$	= coefficient de Poisson
$\omega \text{ (L}^{-1}\text{)}$	= déformation de rotation spécifique
$\nu_{xy}, \nu_{yz}, \nu_{xz} \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= coefficients de cisaillement
$C_x, C_y, C_z \text{ (ML}^3 \text{ T}^{-2}\text{)}$	= rigidité de torsion selon les axes x, y, z $= \frac{M_t}{\omega}$
$I_o \text{ (L}^4\text{)}$	= Moment quadratique de la section droite de l'éprouvette par rapport à son axe
$R_e \text{ et } D_e \text{ (L)}$	= rayon et diamètre externes de l'éprouvette
$R_i \text{ et } D_i \text{ (L)}$	= rayon et diamètre internes de l'éprouvette tubulaire
$e \text{ (L)}$	= épaisseur des éprouvettes tubu- laires
$R_{Td} \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= Résistance à la traction directe
$R_{Tt} \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= Résistance au cisaillement simple en torsion pure
$R_{Tb} \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= Résistance à la traction brési- lienne
$R_{Tf} \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= Résistance à la traction en flexion
$RC \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= Résistance à la compression simple
$C_t \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= Cohésion (torsion)
$C_l \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= Cohésion (LUNDBORG)
$C_c \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= Cohésion (CASAGRANDE)
$C_{tr} \text{ (ML}^{-1} \text{ T}^{-2}\text{)}$	= Cohésion (triaxial)

INTRODUCTION

1 - La Mécanique des Roches.

Le rôle des roches dans de nombreux domaines : construction des barrages, perforation des galeries, exploitation des mines, forage ... a permis un développement considérable de la Mécanique des Roches durant ces dernières décennies.

A la fois science et technique, la mécanique des roches a pour objet l'étude du comportement des roches dans leur site naturel. Elle dispose à cet effet de moyens qui lui sont propres : les essais de laboratoire et les essais in situ. Ainsi, l'ingénieur trouve les éléments nécessaires pour concevoir rationnellement un ouvrage, pour assurer en toute sécurité sa stabilité et, en définitive, pour prévoir son prix de revient.

Si cette démarche à suivre est simple, de nombreux problèmes surgissent et compliquent l'étude à différents niveaux :

- au niveau de la représentativité des mesures géotechniques vis-à-vis de la masse rocheuse à étudier,
- au niveau même de la mesure géotechnique qui, parce qu'elle représente une mesure expérimentale, ne s'identifie pas toujours à la caractéristique intrinsèque de la roche,
- enfin au niveau de la connaissance du régime des contraintes à l'intérieur du massif. L'hypothèse de l'hydrostatisme n'est souvent qu'une bien mauvaise approximation.

Toutes ces inconnues rendent l'étude difficile et il n'est pas étonnant que les résultats des calculs s'éloignent parfois de la réalité.

La validité des mesures géotechniques repose sur le choix de l'emplacement des zones de prélèvement. C'est au géologue que revient le rôle de définir et de délimiter à l'intérieur du massif les différents faciès représentatifs. Une étude de géologie descriptive définissant la nature des roches, leur hétérogénéité, leur degré de fissuration, leur structure, est nécessaire. Dans le cas de la construction d'usine

souterraine, ELECTRICITE DE FRANCE prévoit des galeries et des sondages de reconnaissance qui permettent une étude détaillée de la géologie au voisinage de la future excavation et la localisation des prélèvements de roche pour le laboratoire, au sein même du massif. Insistons ici sur les conditions de prélèvement qui doivent exclure les moyens expéditifs (tirs à l'explosif ...) qui provoquent une fissuration artificielle.

Le rôle du laboratoire consiste principalement à déterminer les caractéristiques mécaniques des roches à l'aide d'essais qui, tout en étant les plus simples possibles, reproduisent au mieux les états naturels de sollicitations. Outre des études plus fines et plus poussées que celles du chantier, le laboratoire offre la possibilité de multiplier facilement le nombre des mesures et de se faire une idée précise de la dispersion des résultats inhérente à l'hétérogénéité minéralogique, texturale ou fissurale des roches.

A ELECTRICITE DE FRANCE, les études géotechniques se sont véritablement développées à partir de 1966. A cette date, E.D.F. décidait de créer un Laboratoire de mécanique des roches chargé de rechercher les paramètres géotechniques nécessaires à l'étude de la stabilité de ses ouvrages.

Au fil des expérimentations de laboratoire, la valeur de certaines mesures a été remise en cause à l'observation des phénomènes naturels. Ainsi, la mesure des caractéristiques mécaniques par un essai à plan de cisaillement imposé est apparu très souvent optimiste. Dans la nature, la rupture d'une roche se produit selon les plans les plus défavorables à la stabilité. Souvent, dans un milieu anisotrope, ce sont les plans de discontinuité les plus faibles de la roche qui cèdent les premiers. Ces observations ont incité E.D.F. à s'orienter vers le cisaillement libre et à expérimenter un nouvel essai : l'essai de torsion

Comme la compression monoaxiale et triaxiale classique, comme la traction directe, la torsion a le mérite d'être un cisaillement libre. Si on lui superpose un effort monoaxial, elle permet de déterminer la résistance au c

roches dans la plage des contraintes située sur un graphique Mohr-Caquot, entre le cisaillement simple et la compression monoaxiale. Cette plage de mesures est d'un intérêt pratique évident pour tous les problèmes de stabilité.

2 - Objet et division de l'étude.

L'objet de ce travail est d'étudier le comportement des roches soumises à des sollicitations pluriaxiales faisant, entre autres, intervenir un effort de torsion et ensuite de comparer les paramètres mécaniques mesurés avec ceux obtenus par les essais classiques.

Le chapître I décrit l'appareillage qui a permis de réaliser les essais de torsion. Il précise le mode opératoire que nous avons suivi et l'aspect théorique de l'essai de torsion. Enfin, il donne une description de différentes roches que nous avons testées.

Le chapître II analyse les courbes Effort - Déformation des roches dans divers cas de sollicitations : torsion pure, torsion-compression axiale et torsion avec pression de confinement. Il examine les phénomènes qui précèdent la rupture pour différentes orientations du tenseur contrainte par rapport à la structure de la roche.

Le chapître III observe et définit les différents types de rupture présentée par les roches. Il précise les caractéristiques mécaniques de rupture de torsion et analyse l'influence de certains paramètres : élancement, gradient des contraintes.

Les résultats obtenus en torsion sont comparés dans le chapître IV avec ceux des essais classiques, notamment avec la traction directe, la traction indirecte, le cisaillement type "Lundborg", le cisaillement type "Casagrande" et le cisaillement triaxial classique.

Enfin, le chapître V se rapporte au calcul de la stabilité des excavations souterraines par la méthode des éléments finis. Il montre comment les résultats des mesures géotechniques effectuées en laboratoire sont traités et comment ils donnent des indications sur la marche à suivre au niveau du projet et de l'exécution de l'ouvrage.

CHAPITRE I

L'ESSAI DE TORSION

I. 1 - INTRODUCTION.

Dans la bibliographie, rares sont les sujets qui traitent de la torsion des roches. En 1915, BOKER (1.1) ⁽¹⁾ fut le premier à réaliser des expériences de torsion sur des roches. Il se pencha surtout sur les déformations plastiques de torsion d'éprouvettes cylindriques en marbre de Carrare, frettées hydrostatiquement et axialement. GRIGGS (1.3) (1936) fit également quelques essais sur du calcaire de Solenhofen jusqu'à une pression de confinement de 1 000 megapascals. HABIB (1.4) étudia le comportement des sols soumis à des sollicitations variées comportant, entre autres, des efforts de torsion. En 1954, BRICE (1.5) publia une étude sur la fissuration du béton par torsion-compression axiale sur des éprouvettes tubulaires. Des expérimentations plus récentes, réalisées par HANDIN et ses collaborateurs, ont précisé l'influence de la température et de la vitesse de déformation (1.6) ainsi que la pression de confinement (1.7) sur les résistances en torsion de certaines roches.

La faible quantité d'études géotechniques relatives à la torsion est à relier, semble-t-il, au prix de revient élevé de l'essai et de l'appareillage qu'il nécessite. Cependant, pour les matériaux à faibles caractéristiques mécaniques, la littérature décrit des appareillages très simples où le couple de torsion est appliqué par l'intermédiaire d'un système de plateaux que l'on charge (1.4), (1.8), (1.9), ou par l'intermédiaire d'un système de vis (1.5).

La presse de torsion qui a réalisé nos essais est entièrement hydraulique. Elle a été construite, selon les plans E.D.F. par la Société Savoisienne des Vérins Hydrauliques d'Albertville. Elle offre la possibilité de développer un effort de torsion combiné à la demande avec un effort axial et/ ou hydrostatique.

(1) Cf. NADAI (1.2)

Après la description de cet appareillage, nous précisons le mode opératoire que nous avons suivi et le contenu théorique de l'essai. Nous analyserons ensuite la pétrographie et la structure des roches qui ont été l'objet de nos essais.

I. 2 - TECHNIQUE EXPERIMENTALE.

Les expérimentations de torsion nécessitent un appareillage très particulier pour confectionner les éprouvettes tubulaires et pour réaliser l'essai.

I. 2-1 - L'appareillage.

I. 2-1-1 - Préparation des éprouvettes.

Les blocs sont débités en éprouvettes tubulaires au moyen d'une foreuse universelle TECHNOM, montée sur bâti lourd. Il s'agit d'un double carottage simultané. Ce procédé, qui impose des forets portant deux couronnes diamantées concentriques et de diamètres différents (photos 1.1 et 1.2), assure une parfaite coaxialité des surfaces latérales interne et externe du tube de roche.

Pour nos essais, nous avons principalement utilisé deux dimensions différentes de forets :

- les forets pour éprouvettes à paroi mince, - 60 mm de diamètre externe, 40 mm de diamètre interne et 200 mm de hauteur utile,

- les forets pour éprouvettes à paroi épaisse, 60 mm de diamètre extérieur, 30 mm de diamètre interne, 200 mm de hauteur utile.

Ces forets ont même diamètre extérieur ; seule, l'épaisseur du tube de roche est différente. Notons aussi que les dimensions que nous venons d'indiquer ne sont pas fixées pour la durée du carottier. L'usure progressive des couronnes diamantées peut modifier légèrement les cotes des éprouvettes. Pour cette raison, nous indiquerons chaque fois leurs cotes exactes.

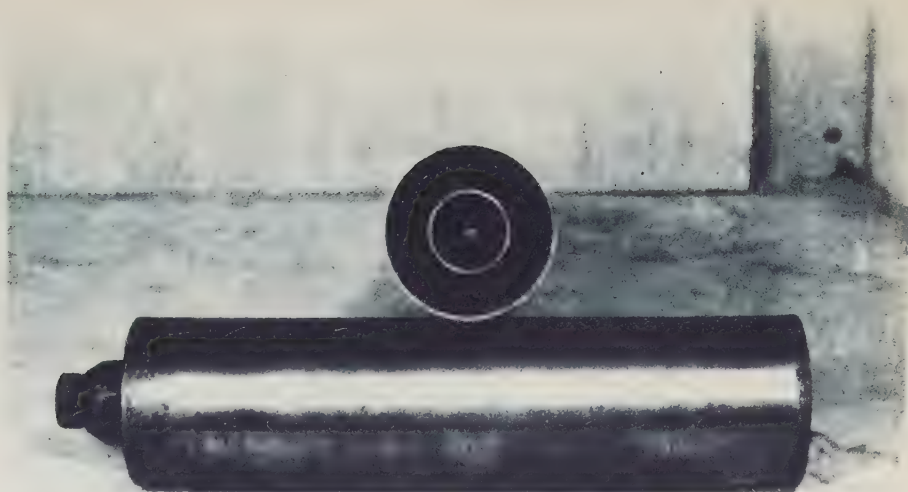


Photo 1.1 - Forets doubles pour carotter des éprouvettes tubulaires de 60/30 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur maximale.



Photo 1.2 - Foret double et éprouvette tubulaire de 60/40 mm de diamètre.

Précisons également que l'usinage des éprouvettes tubulaires est aisé pour les roches compactes : granites, marbres ... Dans le cas de schistes, l'opération devient d'autant plus ardue que la direction du carottage est normale à la schistosité.

Collage des éprouvettes.

La torsion, comme la traction directe, demande une fixation des extrémités de l'éprouvette pour pouvoir développer l'effort recherché. Pour cela, nous collons une pièce métallique à chacune de ses extrémités.

Cette opération, manuellement délicate, nous a conduit à utiliser une batterie de collage, c'est-à-dire un gabarit dont le rôle est d'assurer le centrage et l'axialité de l'éprouvette par rapport aux plaques métalliques (photos 1.3 et 1.4).

Les éprouvettes sont placées sur le gabarit et maintenues selon deux génératrices dans une rainure qui les positionne dans l'axe des pièces à coller. Chaque batterie contient six éprouvettes.

La colle que nous utilisons est une époxy à prise rapide (1). A la température ambiante du laboratoire, le mélange résine-durcisseur fait prise en quelques heures. Cette rapidité permet de coller successivement les deux extrémités de l'éprouvette durant une même journée. Le lendemain, l'éprouvette peut être soumise à la presse de torsion.

I. 2-1-2 - La presse de torsion (photo 1.5).

Les essais de torsion pure et de torsion-compression axiale sont réalisés par l'intermédiaire d'une même presse. Schématiquement, on peut la diviser en quatre parties principales (fig. 1.1 et fig. 1.2) :

(1) Nous employons la colle SINMAST S1. A 25° C, la prise se fait au bout d'environ 4 heures. Un apport d'aérosil réduit son fluage.

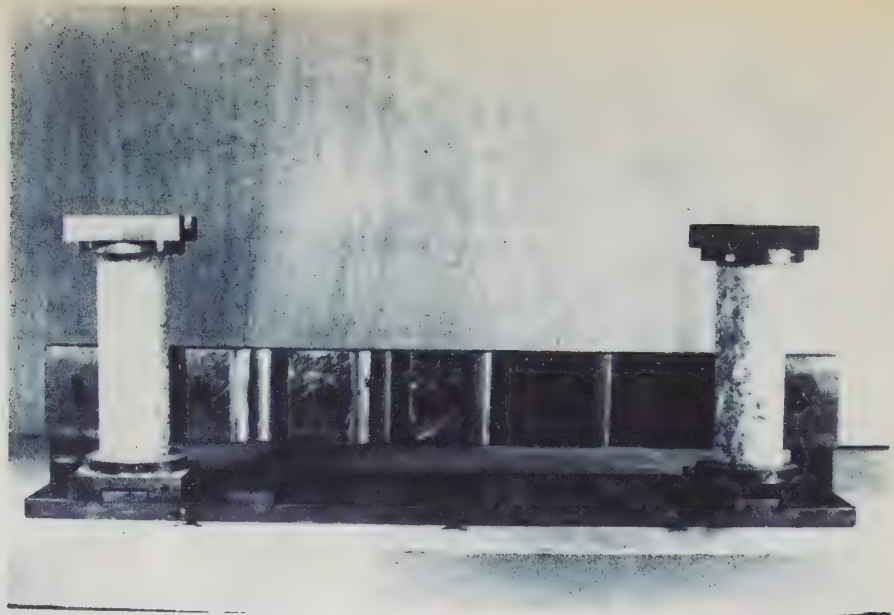


Photo 1.3 - Gabarit de collage des éprouvettes.

Remarquer les rainures du dossier qui positionnent les éprouvettes dans l'axe des pièces métalliques.

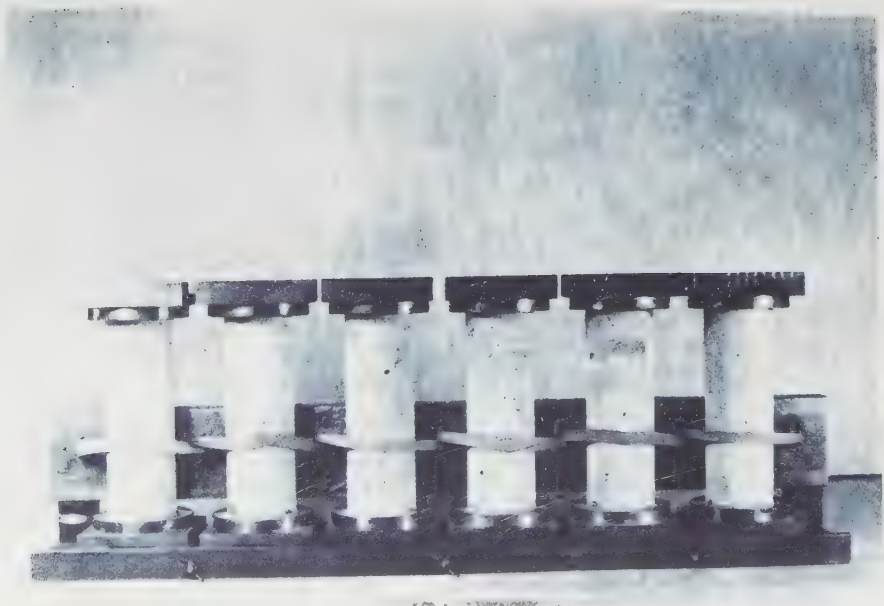


Photo 1.4 - Gabarit de collage avec six éprouvettes.

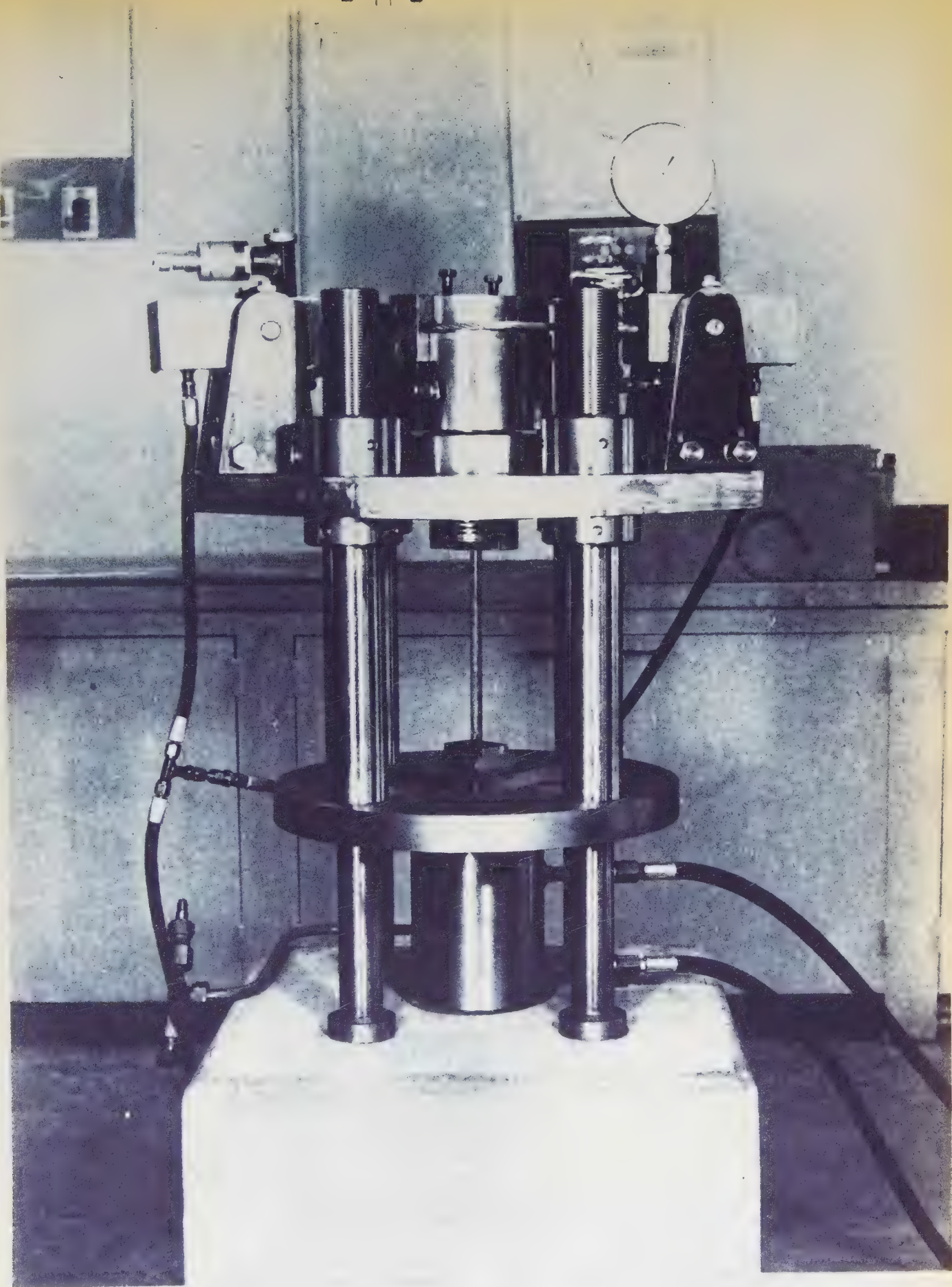


Photo 1.5 - Presse de torsion - compression axiale.

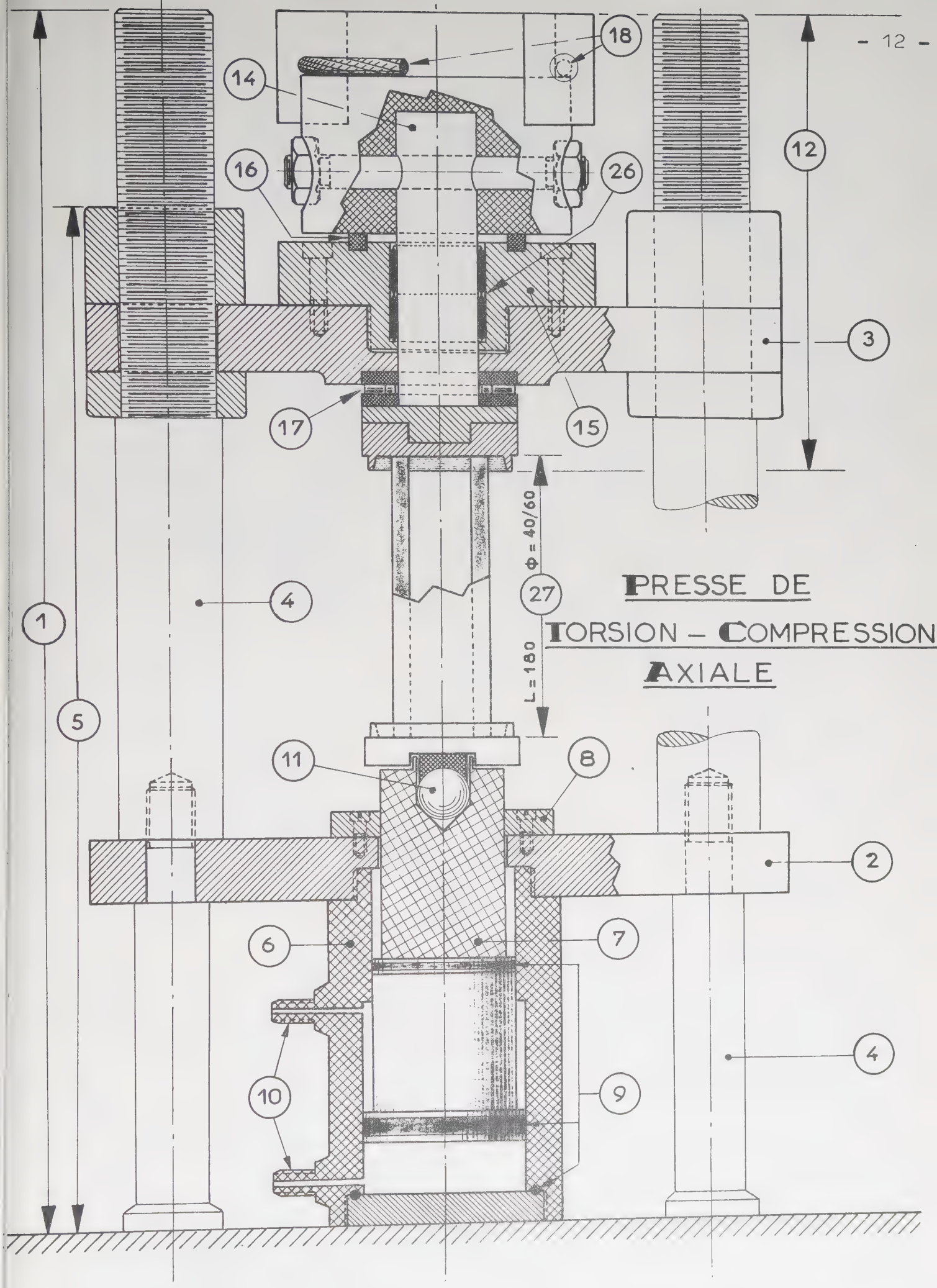
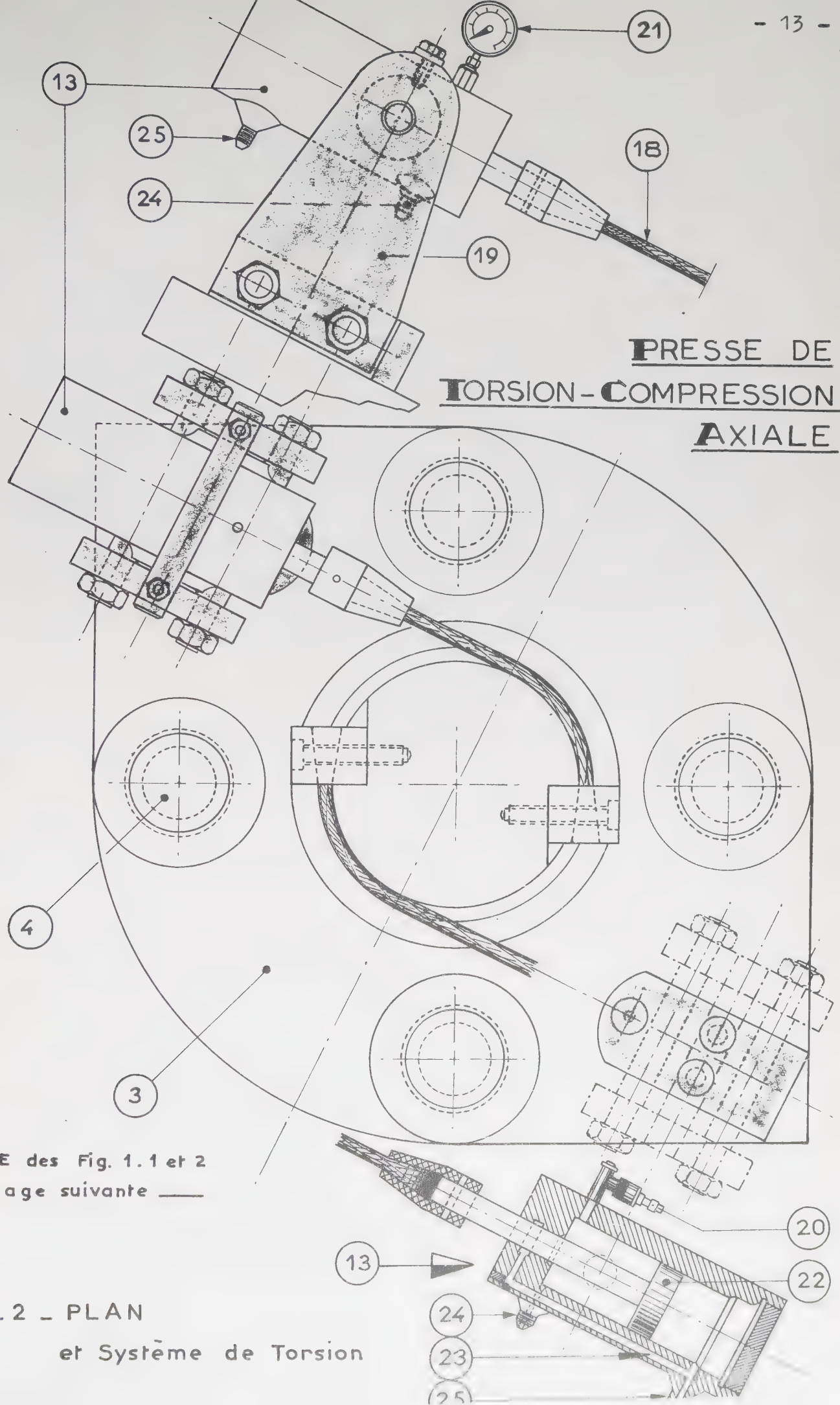


Fig. 1.1 - ELEVATION et Coupe Verticale



LEGENDE des Fig. 1.1 et 2
— page suivante —

Fig. 1.2 - PLAN
et Système de Torsion

- le bâti rigide,
- le dispositif de compression,
- le système de torsion,
- l'appareillage de mesure.

Le bâti rigide.

Cet ensemble s'identifie à deux plateaux d'acier horizontaux, rendus solidaires par quatre colonnes verticales. Leurs extrémités inférieures reposent sur quatre coupelles métalliques scellées dans un socle de béton qui assure la stabilité de la presse. Leurs extrémités supérieures, filetées et munies d'écrous, maintiennent le plateau supérieur dans une position fixe et réglable selon la hauteur désirée. La position haute assure un dégagement suffisant pour introduire la cellule triaxiale de torsion. Les essais de torsion ne nécessitant pas de pression de confinement sont réalisés dans la position basse.

Légende des figures 1.1 et 1.2.

1 - Bâti rigide. 2 - Plateau inférieur. 3 - Plateau supérieur. 4 - Colonnes.

5 - Système de compression. 6 - Vérin de compression. 7 - Piston de compression de forme circulaire à la base et carrée au sommet. 8 - Pièce de blocage du mouvement de rotation du piston. 9 - Joints d'étanchéité. 10 - Entrées et sorties d'huile. 11 - Rotule.

Système de torsion. 13 - Vérins pour appliquer le couple. 14 - Arbre de transmission de la torsion. 15 - Pièce de support de l'arbre. 16 - Bague de bronze. 17 - Roulement à rouleaux. 18 - Câbles souples. 19 - Etriers. 20 - Sortie vers le manographe. 21 - Sortie vers le manomètre. 22 - Piston rodé sans joint d'étanchéité. 23 - Conduits de récupération des fuites d'huile. 24 - Entrée et sortie d'huile. 25 - Sortie des fuites d'huile. 26 - Joint râcleur.

27 - Eprouvette de roche.

Le dispositif de compression.

Un gros vérin hydraulique à double effet vissé sous le plateau inférieur développe l'effort de compression (50 tonnes de poussée). Le piston se déplace dans l'axe de la presse et s'oppose au couple de rotation transmis par le système de torsion. Ce rôle d'anticouple provient de la forme carrée du piston et du fourreau dans lequel il coulisse.

A la partie sommitale de ce piston, une niche loge une petite rotule dont le rôle est d'éliminer les phénomènes de flexion lorsque l'éprouvette est chargée axialement.

Le système de torsion (fig. 1.2).

Sur le plateau supérieur, deux vérins identiques et parallèles, travaillant à la traction, appliquent un couple à un axe vertical par l'intermédiaire de deux câbles souples. L'absence de joints d'étanchéité sur les pistons réduit considérablement leurs frottements. En contre partie, des fuites d'huile apparaissent et il a été nécessaire de prévoir un système de canalisation de ces pertes pour les réintégrer dans le circuit général.

D'autre part, un roulement à rouleaux situé autour de l'arbre central facilite la rotation lorsqu'un effort axial est exercé.

L'appareillage de mesure.

Les mesures des déformations et des efforts doivent être exécutées à un niveau où les effets parasites (frottements, pertes de charge, déformations de la presse, ...) peuvent être, sinon éliminés, du moins grandement diminués.

- Mesure des efforts.

Le couple de torsion que subit l'éprouvette est mesuré à l'aide d'un manographe (1) captant la pression d'huile

(1) Les manographes que nous employons sont des capteurs de pression à variation de mutuelle induction fabriqués par la société d'instrumentation Schlumberger.

directement à l'intérieur d'un des deux vérins développant le couple. Par ce biais, les pertes de charge dues à la viscosité de l'huile qui se déplace dans les canalisations de jonction n'influencent pas les mesures.

Un manomètre fixé sur l'autre vérin permet le contrôle visuel du déroulement de l'essai.

Les efforts de pression axiale et de pression de confinement sont également connus par l'intermédiaire de manomètres.

- Mesure des déformations.

Les mesures des déformations de torsion se font à l'aide de deux capteurs de déplacement linéaire venant au contact de deux plaquettes métalliques, recourbées à angle droit et collées sur l'éprouvette (fig. 1.3). Ces capteurs, fabriqués par CIMATIC, détectent le dixième de micron.

Comme nous le verrons ultérieurement, les déformations sont très petites et permettent d'assimiler les déplacements tangentiels aux déplacements angulaires.

Les deux plaquettes de mesure sont collées sur une même génératrice et disposées de façon à ne pas être trop proches des extrémités. La distance qui les sépare constitue la base de mesure que nous nous fixons en fonction de l'élancement de l'éprouvette. Pour une éprouvette de 60 mm de diamètre externe et de 180 mm de hauteur, nous avons choisi une base de 80 mm. Cette disposition ménage à chacune de ses extrémités un espace suffisant pour ne pas prendre en compte les déformations parasites dues à la proximité de la colle. En règle générale, nous avons collé les plaquettes de mesure à une distance des extrémités d'au moins une fois le rayon de l'éprouvette.

Les capteurs de déplacement sont fixés sur un bâti en invar se vissant directement sur la plaque inférieure de collage. Ce système rend solidaire l'éprouvette et les capteurs.

Le principe consiste à mesurer chacune des deux déformations et à les soustraire pour obtenir la déformation de rotation entre les deux sections droites de la base de mesure

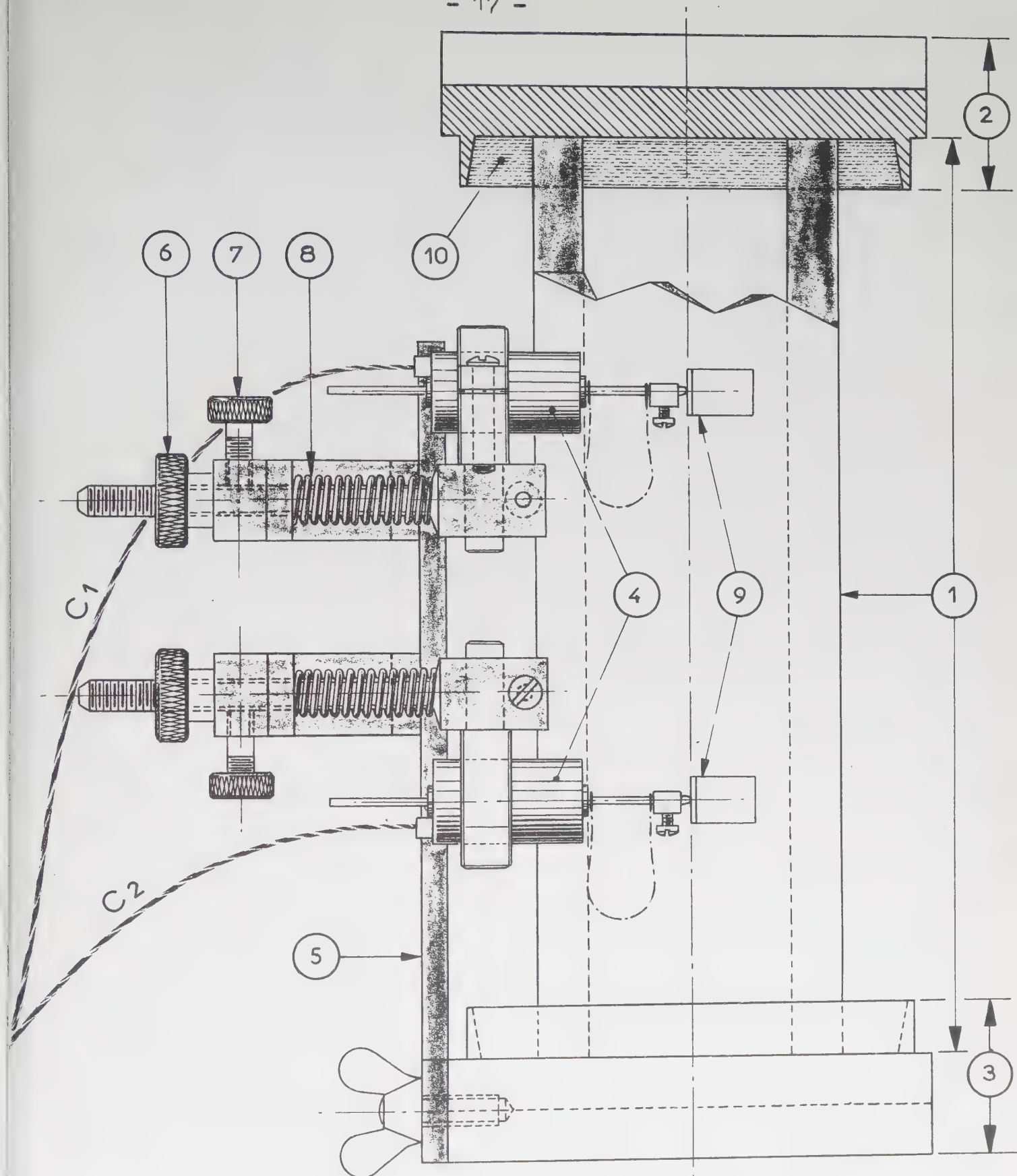


Fig. 1. 3 - Dispositif de mesure des déformations de Torsion
et de Torsion-Compression axiale d'une Eprouvette.

- 1 - Eprouvette tubulaire. 2 - Plaque supérieure de collage.
- 3 - Plaque inférieure de collage. 4 - Capteurs de déplacements.
- 5 - Support en invar des capteurs. 6 - Vis de réglage. 7 - Vis de blocage. 8 - Ressorts. 9 - Plaquettes de mesure. 10 - Colle.

de l'éprouvette. Cette opération se réalise électriquement par un montage en opposition des deux capteurs de déplacement.

On remarquera que les translations ou les rotations de l'éprouvette n'affectent pas le dispositif de mesure. Les capteurs ne peuvent déceler que les déplacements provenant d'une déformation de l'éprouvette.

I. 2-1-3 - La cellule triaxiale de torsion.

Sur la presse, s'adapte une cellule triaxiale de torsion pouvant supporter une pression de confinement de 100 megapascals (photo 1.6 et photo 1.8).

Dans cette cellule, on place une éprouvette munie comme précédemment de deux plaques en acier pour pouvoir appliquer l'effort de torsion. L'éprouvette repose sur une rotule et se centre dans l'axe de la cellule (fig. 1.4).

De plus, les éprouvettes tubulaires sont isolées intérieurement et extérieurement du fluide de confinement par des membranes en caoutchouc (fig. 1.7). Aux extrémités, la colle réalise l'étanchéité. Le fluide de confinement pénètre dans la partie centrale de l'éprouvette tubulaire par l'intermédiaire de conduits creusés dans les plaques. Les pressions interne et externe sont identiques, l'éprouvette est soumise à une pression hydrostatique.

Dans cet essai, la colle est soumise à d'importantes contraintes de cisaillement. Sa résistance et l'étanchéité qu'elle doit assurer au contact des membranes nous ont causé beaucoup d'ennuis dès que nous élevions la pression hydrostatique. Les membranes en caoutchouc tranchent la colle et réduisent la surface de collage à la section droite de l'éprouvette tubulaire. Nous avons été contraint d'accroître cette surface en utilisant des membranes plus courtes que l'éprouvette de façon à dégager, à chaque extrémité, un espace où la colle vienne au contact direct des surfaces latérales de l'éprouvette. Pour maintenir l'étanchéité, il a fallu augmenter l'épaisseur du collage (fig. 1.4). Par ces moyens nous avons pu travailler jusqu'à des pressions hydrostatiques de 50 megapascals.

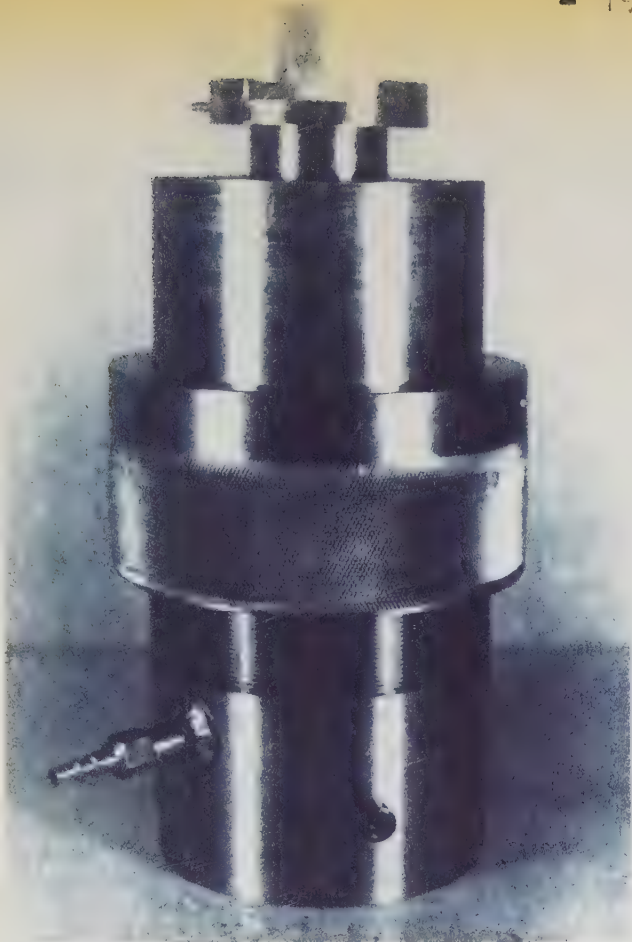


Photo 1.6 - Cellule triaxiale de torsion.



Photo 1.7 - Eprouvette tubulaire isolée intérieurement et extérieurement par une membrane en caoutchouc et préparée pour être placée dans la cellule de torsion.



Photo 1.8 - Différentes pièces constitutives de la cellule triaxiale de torsion.

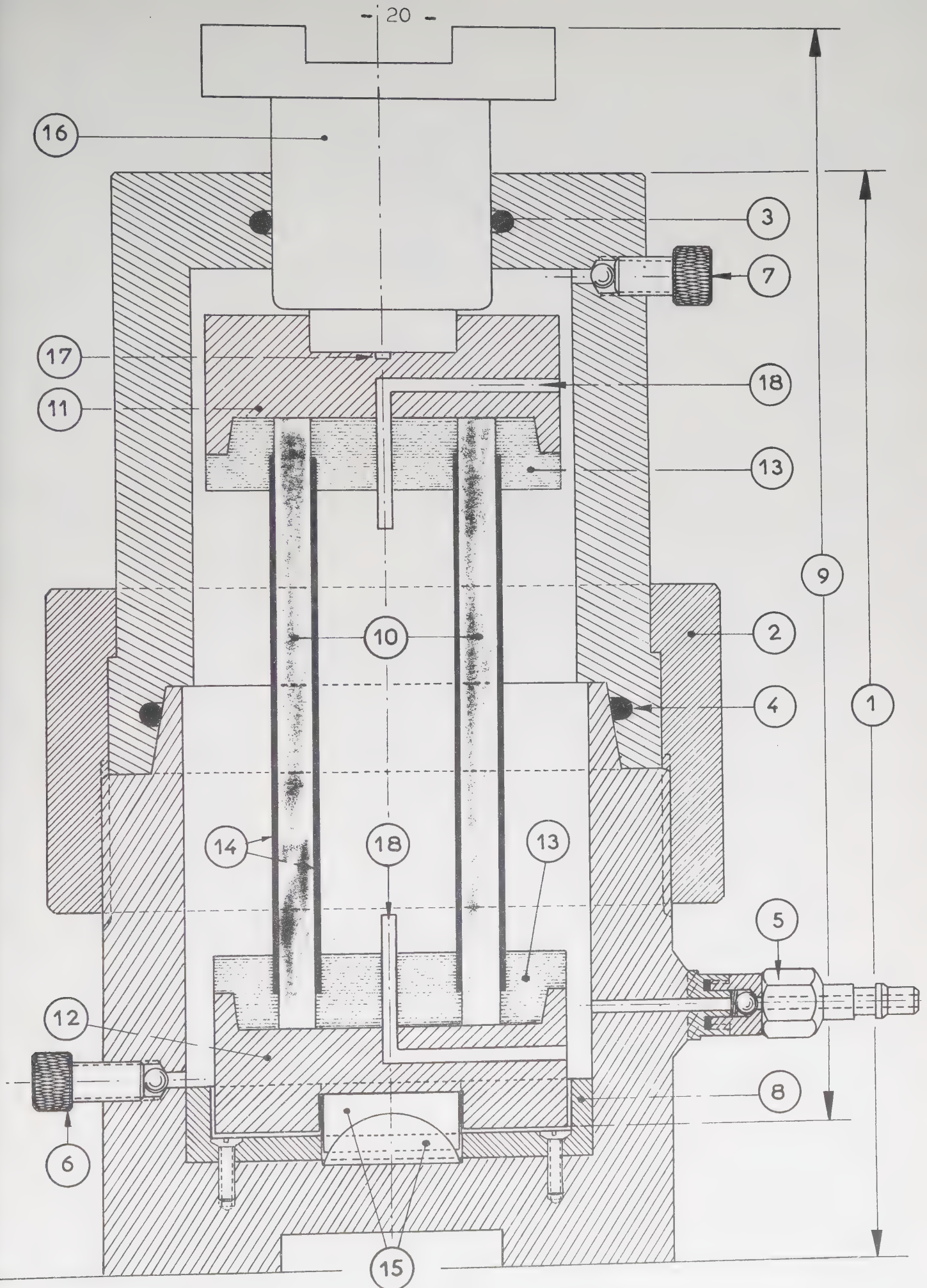


Fig. 1.4 - Cellule triaxiale de Torsion
(avec une éprouvette en place)

La déformation de torsion est mesurée par un capteur de déplacement linéaire fixé sur la cellule triaxiale et relié tangentielllement au piston (1).

I. 2-2 - Technique opérationnelle.

I. 2-2-1 - Préparation de l'essai.

Réaliser un essai de torsion est une opération longue, principalement à cause de la préparation des éprouvettes (double carottage et collage).

L'éprouvette sur laquelle est fixé le système de mesure de déformations est placée dans l'axe de la presse. Les capteurs de déformation sont positionnés de façon à prendre appui contre les plaquettes à 10 mm de la périphérie de l'éprouvette.

Les courbes Effort - Déformation sont tracées par l'intermédiaire d'un enregistreur XY - table traçante CIMATIC 2 025. Le couple est porté en ordonnée, la déformation de torsion en abscisse.

(1) Cette mesure prend en considération certaines déformations de la cellule et nécessite une correction.

- Légende de la figure 1.4.

1 - Cellule triaxiale de torsion, en deux parties.
2 - Collier d'assemblage. 3 et 4 - Joints toriques. 5 - Arrivée d'huile. 6 - Orifice de vidange de la cellule.
7 - Orifice de purge de l'air. 8 - Pièce de centrage et de blocage du mouvement de rotation de l'éprouvette.

9 - Colonne de torsion. 10 - Eprouvette tubulaire.
11 - Plaque supérieure de collage. 12 - Plaque inférieure de collage. 13 - Colle. 14 - Gaine étanche en caoutchouc.
15 - Rotule. 16 - Piston. 17 - Bec de centrage. 18 - Conduites d'alimentation en huile de l'intérieur de l'éprouvette.

I. 2-2-2 - Déroulement de l'essai.

Le couple de torsion est appliqué à une vitesse constante et réglable grâce à un pupitre MOHR-FEDERHAFF cadencé. Sauf précision contraire, nous avons effectué tous nos essais à une vitesse de variation du couple de 5 m.N/s.

Les efforts axial et hydrostatique sont maintenus par une gamme de pompes hydrauliques de différentes sensibilités (fig. 1.5).

Pour les essais de torsion-compression axiale, l'effort monoaxial a toujours été appliqué préalablement au couple de torsion.

Pour les essais de torsion avec pression de confinement, nous avons soumis l'éprouvette à un état hydrostatique de contrainte, puis développé le couple de torsion.

Le comportement de la roche est étudié en réalisant des efforts cycliques de torsion. L'amplitude des cycles est fonction des caractéristiques mécaniques de la roche.

Le système de mesure des déformations est conçu de façon à pouvoir enregistrer les déformations jusqu'à la rupture de la roche sans risque d'endommager les appareils de mesures. Lorsque l'éprouvette se fragmente, les plaquettes de mesures se dégagent des pointes des capteurs. Ainsi, la courbe Effort-Déformation est tracée jusqu'à la ruine de l'éprouvette.

I. 2-2-3 - Fiabilité de l'essai.

Une des qualités essentielles d'un essai géotechnique est la fidélité dans les mesures. Si l'on exclut la dispersion des résultats inhérente à la roche, les mêmes conditions de sollicitations doivent produire les mêmes effets. Pour cette raison, nous avons choisi pour nos premiers essais un matériau très homogène - le mortier ISO. Nous avons alors recherché les imperfections de l'appareillage de torsion.

De cette façon, nous avons été amené à prévoir une rotule sur le piston de compression, à installer des vérins à piston parfaitement rodés et sans frottement pour développer le couple, à effectuer les mesures à un niveau où les phénomènes parasites soient les plus minimes ...

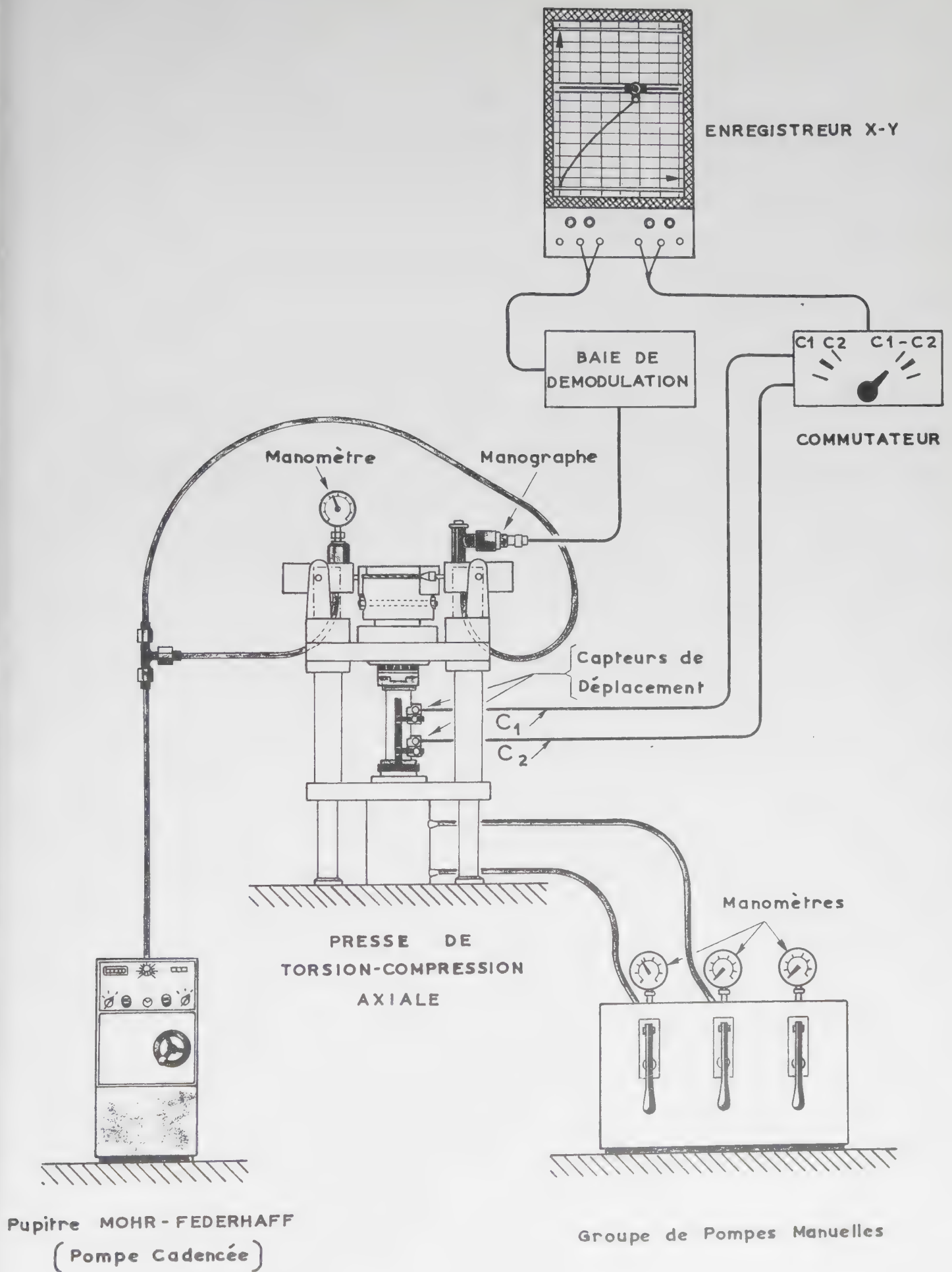


Fig. 1.5 - Schéma de l'ensemble de l'Appareillage de Torsion.

Ce ne fut que lorsque la fiabilité de la presse fut acquise que nous nous sommes dirigé sur des études de roches.

I. 3 - CONSIDERATIONS THEORIQUES.

I. 3-1 - Hypothèse de base.

Les calculs relatifs à la torsion font appel à un certain nombre d'hypothèses : nous nous placerons dans le cas d'une roche élastique, isotrope et homogène.

De plus, le champ des contraintes et des déformations est complexe dans le cas de la torsion d'un solide de forme prismatique et à fortiori de forme quelconque. Les sections droites du solide subissent des gauchissements (1.10).

C'est seulement dans le cas d'un cylindre à base circulaire que les sections droites restent planes et normales à la direction axiale (1.11). L'axe de torsion se confond alors avec celui du cylindre.

En torsion pure, les efforts développés sur une section transversale correspondent uniquement à des contraintes tangentielles. Ils se réduisent à un couple qui équilibre le moment de torsion (1.12).

I. 3-2 - Le gauchissement.

Plaçons-nous dans le cas d'un matériau élastique, isotrope, homogène, et considérons un cylindre dans lequel nous isolons, par la pensée, un disque d'épaisseur dz . Sous l'effet du couple, les génératrices s'inclinent d'un angle γ et les sections droites extrêmes du disque tournent entre elles d'un angle relatif $d\eta$ (fig. 1.6). Les fibres initialement parallèles à l'axe longitudinal, se transforment en hélice dans la déformation.

L'angle γ représente l'inclinaison d'une droite initialement normale à une section droite : γ est un glissement ou une distorsion.

$$\gamma = \frac{1}{r} \frac{d\eta}{dz}$$

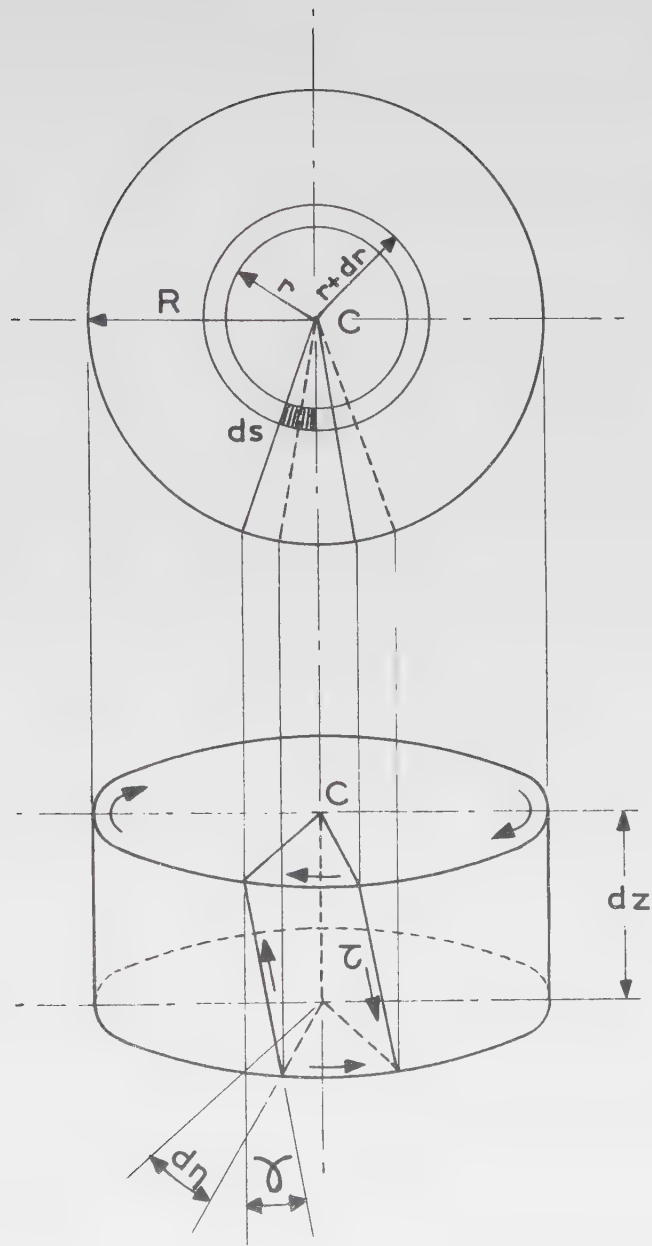


Fig. 1.6 - Déformation de Cisaillement simple -
Cylindre soumis à un effort de torsion pure.

avec R = rayon du cylindre,

ω = rotation spécifique de glissement ou déformation angulaire spécifique : ω représente la rotation relative de deux sections droites situées à une distance unité et s'exprime en radian par unité de longueur.

Pour nos essais de torsion-compression axiale, ω est déterminé par la relation :

$$\omega = \frac{d_1 - d_2}{D \cdot B}$$

avec d_1 et d_2 = déplacements mesurés par les capteurs.

D = distance entre la direction de mesure des capteurs et l'axe du cylindre.

B = base de mesure.

Les contraintes de cisaillement de torsion τ_t agissant sur les côtés de l'élément discoïdal sont proportionnelles à γ :

$$\tau_t = G \gamma = G r \omega$$

G = module de glissement, module de Coulomb ou coefficient d'élasticité transversale.

Pour un élément de surface $dS = 2 \pi r dr$ situé à la distance r de l'axe de torsion, la force de cisaillement est $\tau_t dS$. Le moment élémentaire par rapport à l'axe s'écrit $\tau_t r dS$ et le moment résultant M_t pour la section entière :

$$M_t = \int \tau_t r dS$$

avec $I_0 = \int r^2 dS$ = moment polaire d'inertie de la section circulaire par rapport à l'axe de torsion

Pour une éprouvette tubulaire,

$$I_0 = \frac{(R_e^4 - R_i^4)}{2}$$

R_e = rayon externe.

R_i = rayon interne.

La matrice des déformations de torsion exprimée dans les axes xy (fig. 1.7) est de la forme :

$$\begin{vmatrix} 0 & 0 & x \\ 0 & 0 & y \\ x & y & 0 \end{vmatrix}$$

avec $\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$

qui correspond à des valeurs principales :

$$\begin{vmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

On voit que la déformation de torsion est une distorsion simple. D'après la théorie, elle ne crée pas de variations volumiques de l'éprouvette.

1.3.3. Le champ de contraintes de torsion (1).

Nous avons vu que le champ de contraintes de torsion n'est pas uniforme. La contrainte de cisaillement de torsion varie proportionnellement au rayon.

Nous allons préciser ce champ en considérant une éprouvette tubulaire repérée par un système d'axes trirectangu-

Ox = axe dirigé suivant une tangente à une section droite

Oy = axe dirigé suivant un rayon,

Oz = axe dirigé suivant une génératrice.

Les sollicitations appliquées à cette éprouvette sont :

- une contrainte axiale σ_a
- une pression de confinement p
- un moment de torsion M_T qui crée une contrainte de

(1) Le terme de torsion n'a pas un sens restrictif. Il intègre la torsion pure et la torsion sous sollicitations

cisaillement de torsion τ_t

Pour déterminer l'état de contrainte en O origine des axes, délimitons au voisinage de ce point un prisme infinitésimal triangulaire à base construite sur Ox et Oz (fig. 1.8). La troisième face de surface da a une normale inclinée de l'angle θ sur Ox. Les contraintes agissant sur chacune des trois facettes sont indiquées sur la figure 1.8. Sur les bords du prisme, les contraintes tangentielles sont toujours nulles si bien que la matrice K des contraintes au point O et dans les axes Oxyz s'écrit :

$$K = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xz} & 0 \\ 0 & \sigma_z & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & p + \frac{\tau_t}{a} \end{bmatrix} \quad (1)$$

Pour que l'élément soit en équilibre statique, la somme des composantes des forces dans les directions des axes Ox ou Oz doit être nulle.

$$\begin{aligned} \text{D'où} \quad \begin{cases} \sigma_z dS \sin\theta + \tau_{xz} dS \cos\theta - \sigma_x dS \sin\theta - \tau_{xz} dS \cos\theta = 0 \\ \tau_{xz} dS \cos\theta + \tau_{xz} dS \sin\theta - \sigma_x dS \cos\theta + \tau_{xz} dS \sin\theta = 0 \end{cases} \end{aligned} \quad (2)$$

La contrainte σ agissant sur la surface dS au voisinage de O a pour composantes :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_z}{2} \cos 2\theta + \tau_{xz} \sin 2\theta \\ \tau &= \frac{\sigma_x - \sigma_z}{2} \sin 2\theta + \tau_{xz} \cos 2\theta \end{aligned} \quad (3)$$

Avec ces notations, nous pouvons préciser l'intensité et la direction des contraintes principales dans les trois cas de sollicitations suivantes : torsion pure, torsion-compression axiale et torsion avec pression de confinement.

I. 3-3-1 - Cas de la torsion pure.

En torsion pure, nous avons :

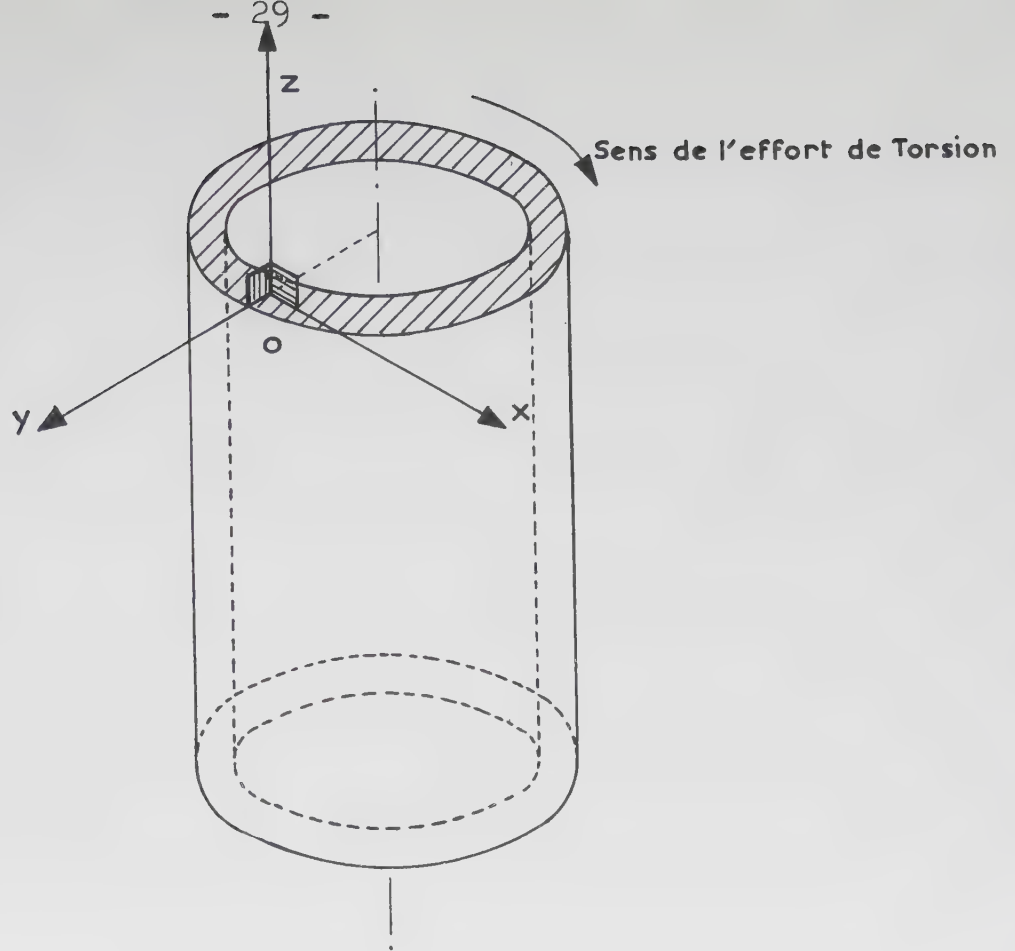


Fig. 1.7 _ Repérage d'un éprouvette tubulaire.

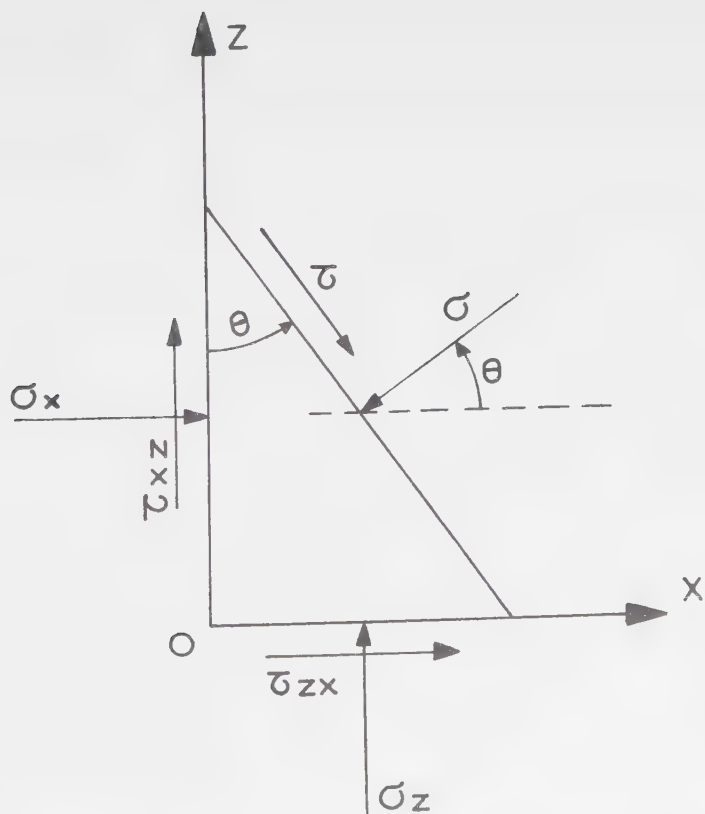


Fig. 1.8 _ Représentation plane des Contraintes sur les faces latérales d'un Prisme infinitésimal triangulaire construit sur Ox et Oz .

$$\begin{aligned} \sigma_x &= 0 \\ \sigma_z &= 0 \\ \tau_{xz} &= \tau_t \end{aligned}$$

Dans les équations (1) les contraintes se représentent par la matrice :

$$K = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (4)$$

La direction principale est la direction principale. Les deux contraintes principales sont donc situées dans un plan normal au rayon. Leurs directions sont données par les équations (3) qui se réduisent à :

$$\begin{cases} \sigma = \tau_t \sin 2\theta \\ \tau = \tau_t \cos 2\theta \end{cases} \quad (5)$$

Leurs orientations correspondent à $\theta = 45^\circ$ et $\theta = 135^\circ$. Ce sont les directions inclinées à 45° de part et d'autre des génératrices. En chaque point, les isostatiques du champ de contrainte sont constituées de la direction radiale et de deux directions hélicoïdales de pas $2r$.

r = distance du point à l'axe de torsion.

Chaque point est soumis à un cisaillement simple (fig. 1.9) défini par :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \tau_t \\ \sigma_2 &= 0 \\ \sigma_3 &= -\tau_t \end{aligned}$$

A l'aide de la représentation plane de MOHR, on obtient un cercle centré à l'origine des axes et de rayon τ_t (fig. 1.10).

La valeur de la contrainte de cisaillement de torsion τ_t varie d'une façon continue entre le rayon intérieur R_i et

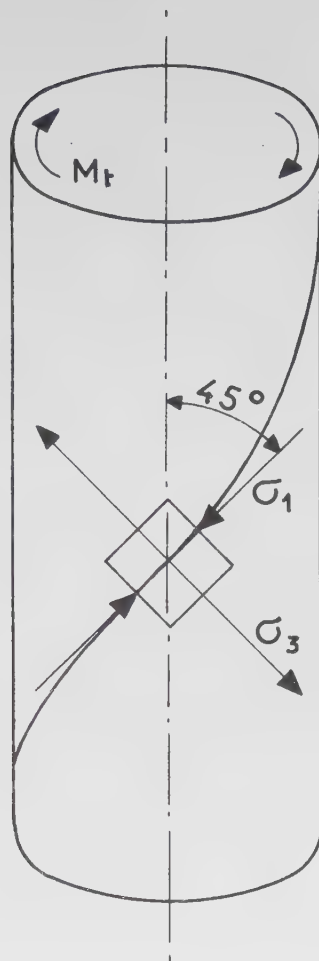


Fig. 1.9 _ Torsion pure _ Orientation des contraintes principales.

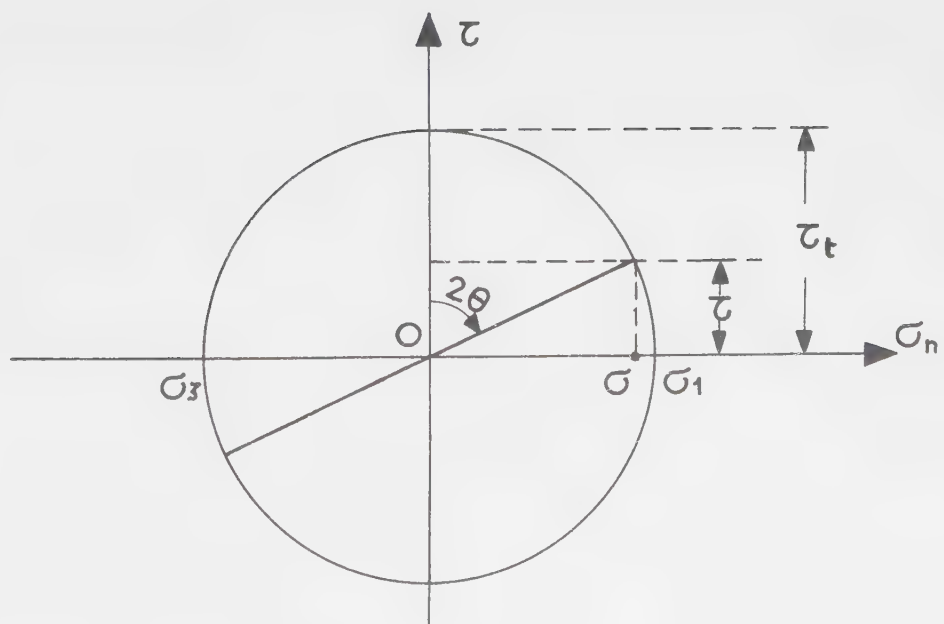


Fig. 1.10 _ Torsion pure _ Repère de Mohr _ Représentation des Contraintes situées dans un plan normal à la direction radiale.

extérieur R_e de l'éprouvette. Cette variation peut être réduite en augmentant le rapport $\frac{R_e}{e}$ des éprouvettes ($e = R_e - R_i$). Pour les éprouvettes dont le rapport $\frac{R_e}{e}$ est de l'ordre de 10, le champ de contrainte peut être considéré comme uniforme. Cependant, il faut prendre en considération l'effet de grains qui oblige, pour respecter ce rapport, à tailler des éprouvettes de grand diamètre. Matériellement, cette solution, fort coûteuse, a été écartée et nous avons opté pour un rapport $\frac{R_e}{e} = 3$ ou 2.

I. 3-3-2 - Cas de la torsion-compression axiale.

L'élément prismatique reçoit les sollicitations :

$$\begin{aligned}\sigma_x &= 0 \\ \sigma_z &= \sigma_a \\ \tau_{xz} &= \tau_{zx} = \tau_t\end{aligned}$$

Dans les axes Oxyz, la matrice K et la contrainte ont pour expression :

$$K = \begin{vmatrix} 0 & 0 & t \\ 0 & 0 & 0 \\ \tau_t & 0 & a \end{vmatrix} \quad (6)$$

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{\sigma_a}{2} - \frac{\tau_a}{2} \cos 2\theta + \tau_t \sin 2\theta \\ \tau &= \frac{\tau_a}{2} \sin 2\theta + \tau_t \cos 2\theta\end{aligned} \quad (7)$$

Comme en torsion pure, la direction radiale est principale mais les autres directions principales ne sont plus inclinées à 45° sur les génératrices. Elles sont définies par les valeurs de θ qui annulent la dérivée de σ par rapport à θ , c'est-à-dire pour les angles θ_0 tels que $\operatorname{tg} 2 \theta_0 = \frac{2 \tau_t}{\tau_a}$.

Leurs intensités sont reliées aux efforts de torsion et de compression par les relations

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{\sigma_a + (\sigma_a^2 + 4 \tau_t^2)^{1/2}}{2} \\ \sigma_3 = \frac{\sigma_a - (\sigma_a^2 + 4 \tau_t^2)^{1/2}}{2} \\ \sigma_2 = 0 \end{array} \right. \quad (8)$$

La torsion-compression axiale crée un champ biaxial de contrainte : une des contraintes principales est une compression, l'autre est une traction (fig. 1.11a et 1.12a).

I. 3-3-3 - Cas de la torsion avec pression de confinement.

L'état de contrainte en O est déterminé par les relations

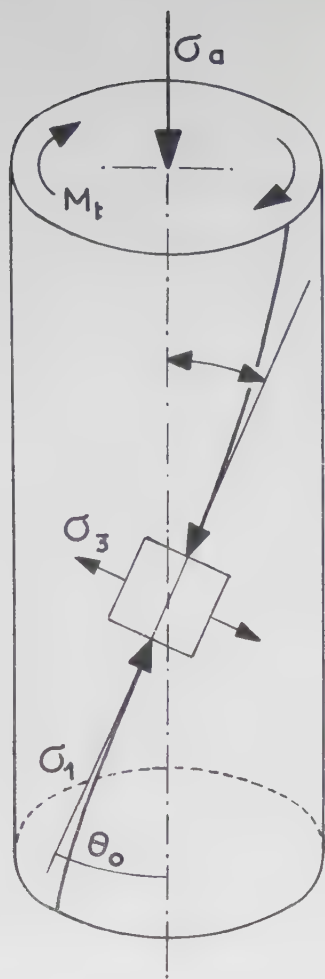
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_x = p \\ \sigma_y = p \\ \tau_{xz} = \tau_{zx} = \tau_t \end{array} \right. \quad (9)$$

d'où :

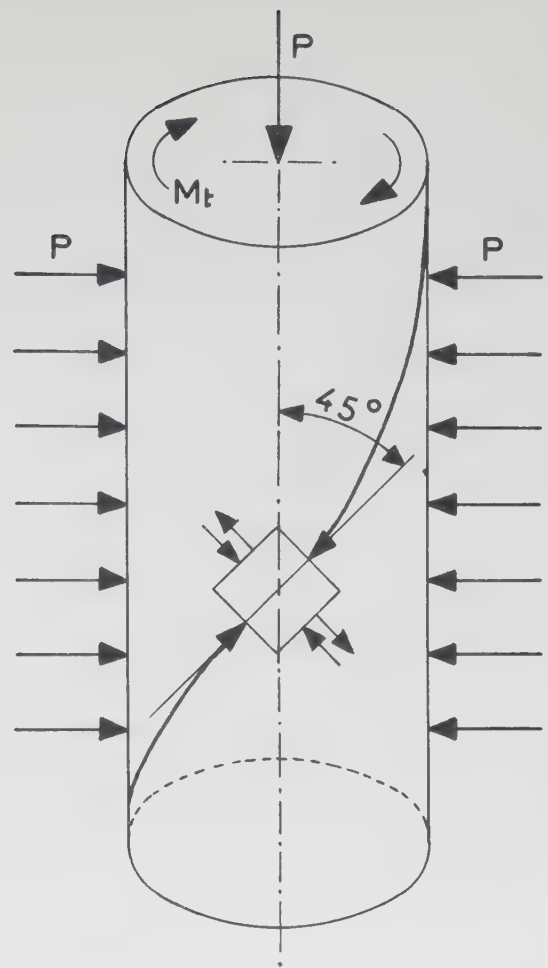
$$K = \begin{vmatrix} p & 0 & \tau_t \\ 0 & p & 0 \\ \tau_t & 0 & p \end{vmatrix} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} &= p + \tau_t \sin 2 \\ &= \tau_t \cos 2 \end{aligned} \quad (11)$$

La direction radiale est encore une direction principale. Les relations (11) montrent que, comme en torsion pure, les deux autres contraintes principales sont inclinées à 45° sur les génératrices, la pression hydrostatique ne modifiant pas la direction des isostatiques du champ des contraintes (fig. 1.11b).

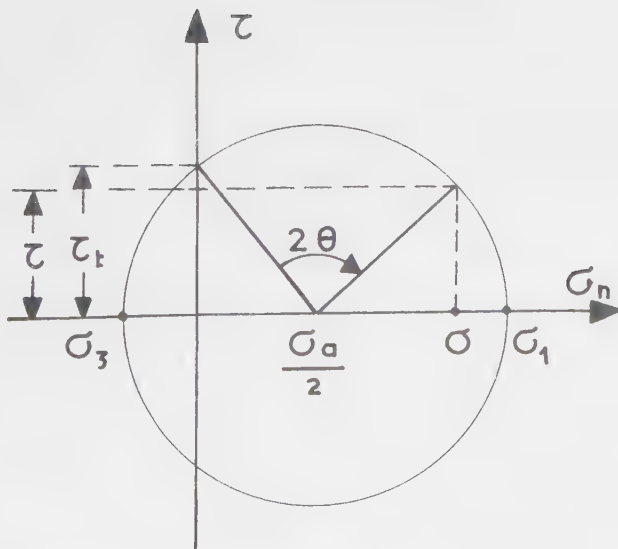


a) TORSION - COMPRESSION AXIALE

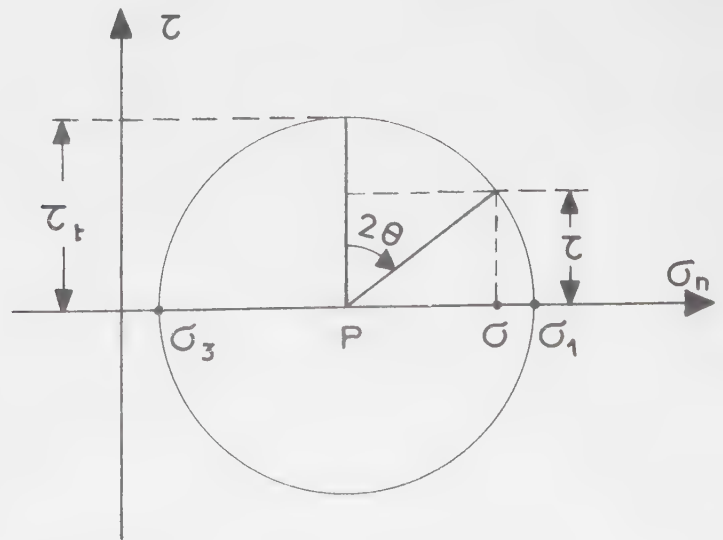


b) TORSION AVEC PRESSION DE CONFINEMENT.

Fig. 1.11 - Orientation des Contraintes principales.



a) TORSION - COMPRESSION AXIALE



b) TORSION AVEC PRESSION DE CONFINEMENT.

Fig. 1.12 - Repère de Mohr - Représentation des Contraintes situées dans un plan normal à la direction radiale.

En intensité, les contraintes principales s'écrivent :

$$\begin{cases} \sigma_1 = p + \tau_t \\ \sigma_3 = p - \tau_t \\ \sigma_2 = p \end{cases}$$

Le champ de contrainte est véritablement triaxial :

σ_1 et σ_2 sont des compressions, σ_3 est, suivant les sollicitations appliquées, une traction ou une compression. Le cercle de MOHR (σ_1, σ_3) est centré en un point d'abscisse p (fig. 1.10b).

Dans le cas d'une torsion combinée à une pression de confinement et à une charge axiale, les directions principales sont définies par :

$$\begin{cases} \tan 2 \theta_0 = \frac{2 \tau_t}{\sigma_a} \\ \sigma_1 = p + \frac{\sigma_a}{2} + \frac{(\sigma_a^2 + 4 \tau_t^2)^{1/2}}{2} \\ \sigma_3 = p + \frac{\sigma_a}{2} - \frac{(\sigma_a^2 + 4 \tau_t^2)^{1/2}}{2} \\ \sigma_2 = p \end{cases} \quad (13)$$

I. 3-3-4 - Comparaison synthétique.

La torsion crée un champ de contrainte où les trois contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sont distinctes.

En torsion pure et en torsion sous charge axiale, la contrainte principale σ_2 est nulle : l'essai est biaxial. Dans le cas d'une torsion avec pression hydrostatique additionnée ou non d'une charge axiale, l'essai est triaxial.

Le tableau suivant résume les contraintes principales et la pression moyenne pour différents chargements d'une éprouvette (voir tableau page 36).

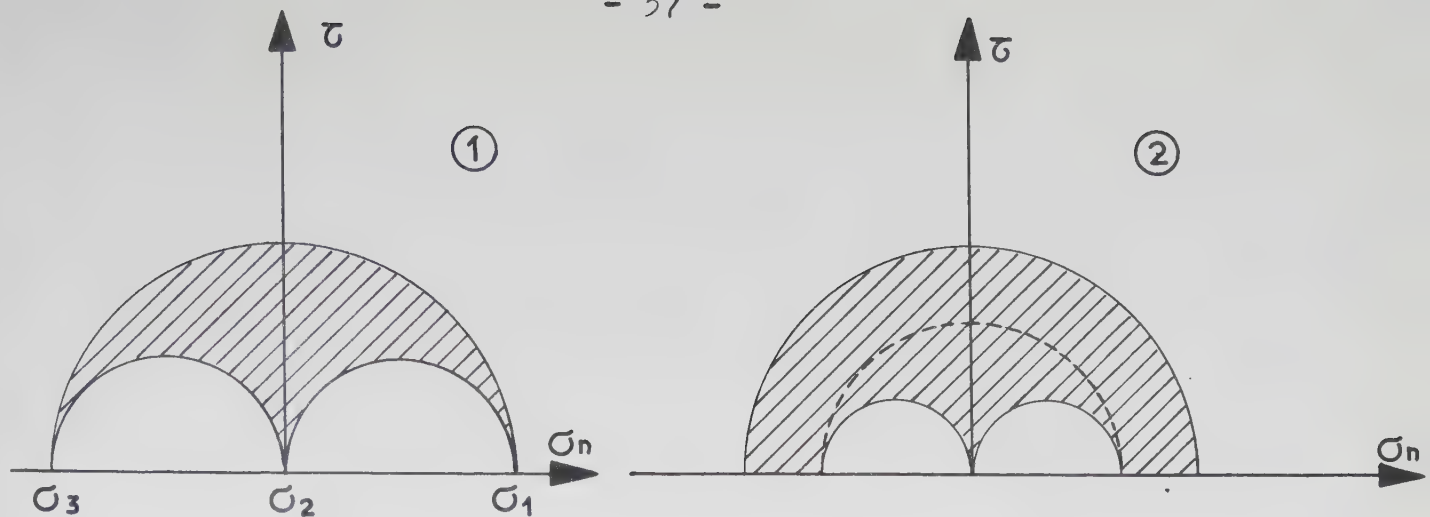
Sollicitations	Contraintes principales			Pression moyenne p_m
	σ_1	σ_2	σ_3	
Torsion pure	τ_t	0	$-\tau_t$	0
Torsion + compression axiale	$\frac{\sigma_a + (\sigma_a^2 + 4\tau_t^2)^{1/2}}{2}$	0	$\frac{\sigma_a - (\sigma_a^2 + 4\tau_t^2)^{1/2}}{2}$	$\frac{\sigma_a}{3}$
Torsion + compression hydrostatique	$p + \tau_t$	p	$p + \tau_t$	p
Torsion + compression hydrostatique et axiale	$p + \frac{\sigma_a}{2} + \frac{(\sigma_a^2 + 4\tau_t^2)^{1/2}}{2}$	p	$p + \frac{\sigma_a}{2} - \frac{(\sigma_a^2 + 4\tau_t^2)^{1/2}}{2}$	$p + \frac{\sigma_a}{3}$

Les cercles de MOHR construits à partir de ces contraintes principales délimitent le domaine des contraintes normales et tangentiels qui se développent au sein de l'éprouvette (fig. 1.13).

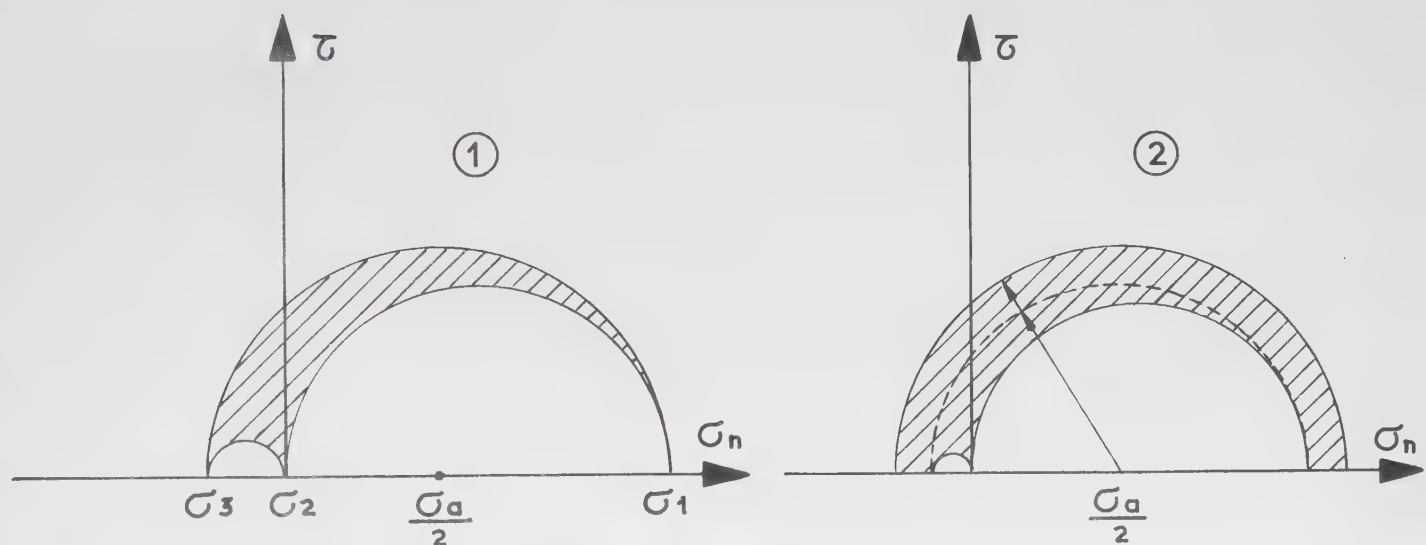
Pour un même couple de torsion, le champ de contrainte est d'autant plus uniforme que la charge axiale ou hydrostatique est élevée.

D'autre part, en chaque point de l'éprouvette, la direction des contraintes principales extrêmes varie en fonction de τ_t et de σ_a . Leurs directions restent fixes si le chargement de l'éprouvette est réalisé de façon à maintenir constant le rapport $\frac{2\tau_t}{\sigma_a} = \tan 2\theta$, c'est-à-dire si les efforts de torsion τ_t et de charge axiale σ_a croissent proportionnellement.

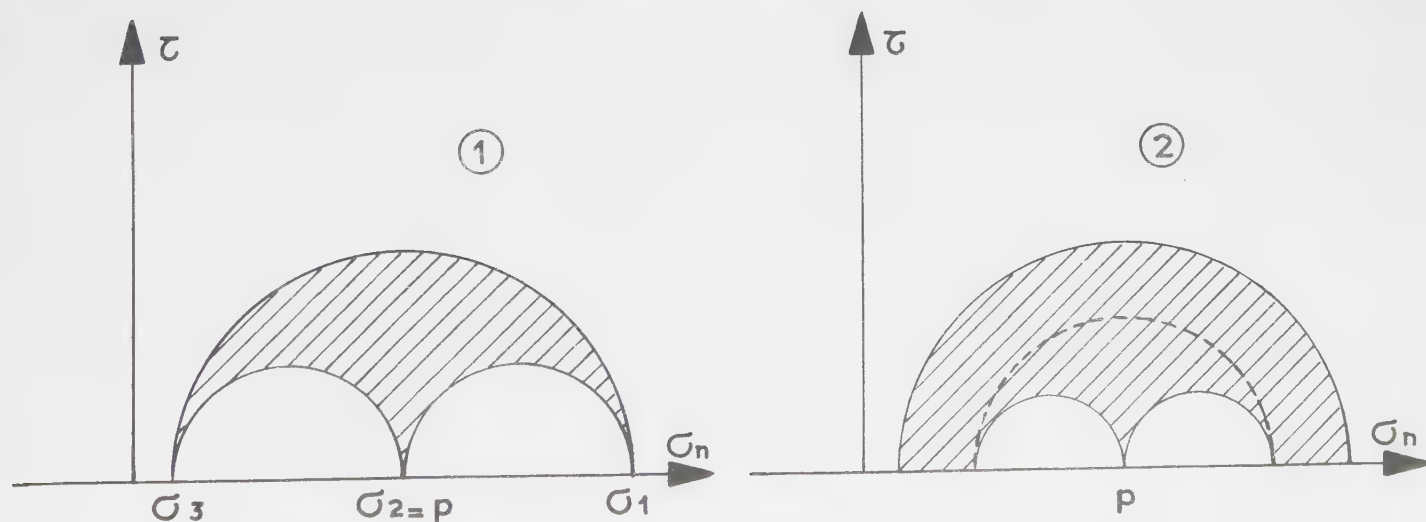
De même, il est possible de réaliser dans l'éprouvette, σ_2, σ_3 un essai de chargement radial où les trois contraintes principales varient proportionnellement.



a) TORSION PURE — $\sigma_2 = 0$. $\sigma_1 + \sigma_3 = 0$



b) TORSION-COMPRESSION AXIALE — $\sigma_2 = 0$, $\sigma_1 + \sigma_3 = \frac{\sigma_a}{2}$



c) TORSION SOUS PRESSION DE CONFINEMENT — $\sigma_2 = p$. $\sigma_1 + \sigma_3 = p$

Fig. 1.13 — Représentation géométrique des contraintes (σ_n , τ) d'un éprouvette à différentes sollicitations. (Régime élastique).

① — Cas d'éprouvettes tubulaires infiniment minces.

② — Cas d'éprouvettes tubulaires de rapport: $R_i/R_e = 2/3$

La réalisation expérimentale de ces modes de chargement des éprouvettes devient délicate. Aussi, pour nos essais, nous avons toujours appliqué les diverses sollicitations les unes à la suite des autres et dans un ordre bien déterminé : compression hydrostatique, compression axiale et torsion. Bien entendu, le cas le plus simple se résume à la torsion pure. La figure 1.14 représente le cheminement du point M ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) dans l'espace des contraintes principales selon notre mode de chargement.

Notons enfin qu'en faisant varier les paramètres σ_t, σ_a et p , on peut décrire l'ensemble du domaine des contraintes principales. Toutefois, une restriction s'impose au niveau de p et de σ_a qui sont obligatoirement des compressions (1), si bien que, pour nos essais, une seule des contraintes principales au maximum est une traction.

I. 4 - DESCRIPTION SOMMAIRE DES ROCHES ETUDIEES.

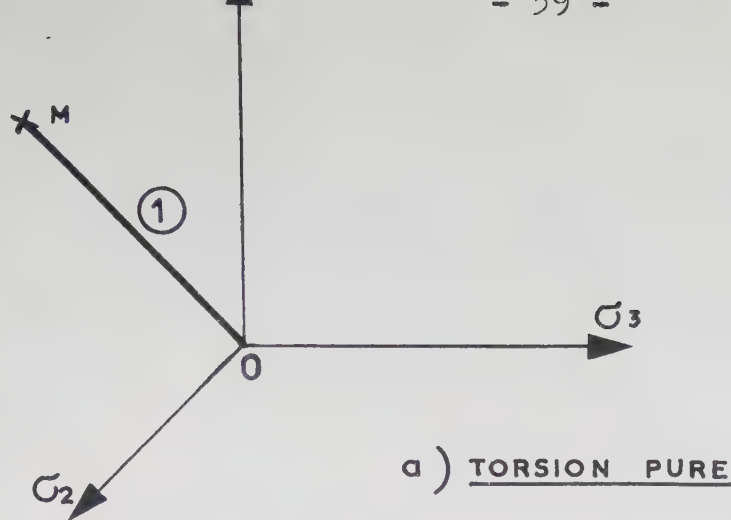
Dans le cadre de l'approvisionnement en échantillons du laboratoire, nous avons réalisé des essais de torsion sur différents types de roche de façon à étudier leur comportement dans un cadre très général. Outre le mortier ISO, nous avons testé des roches isotropes (granites, craie, marbre, anhydrite, ...), des roches à anisotropie continue (tuffeau) et des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction (mortier à discontinuité artificielle, schistes).

I. 4-1 - Les roches à structure statistiquement isotrope.

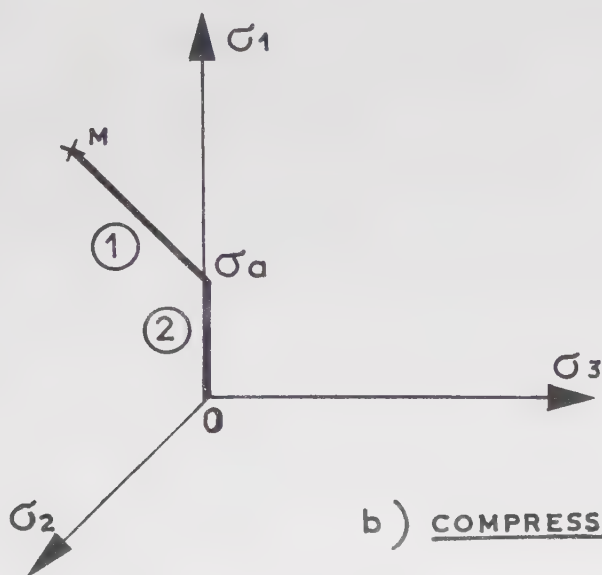
a/ Le mortier ISO.

Ce mortier de ciment dont nous avons analysé quelques caractéristiques particulières est un mortier composé de sable de plage siliceux, à grains arrondis, propre et sec, provenant de Leucate (norme française P 15-403). La courbe granulométrique de ce sable se situe à l'intérieur du fuseau défini par les deux courbes du tableau ci-dessous :

(1) p est par définition une compression. La conception de l'appareillage ne permet pas à σ_a d'être de traction.

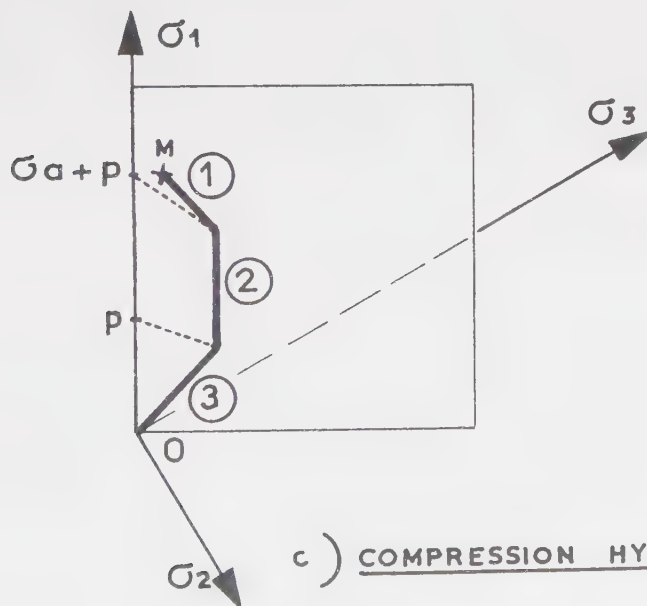


$$\textcircled{1} \begin{cases} \sigma_1 + \sigma_3 = 0 \\ \sigma_2 = 0 \end{cases}$$



$$\textcircled{1} \begin{cases} \sigma_1 + \sigma_3 - \sigma_a = 0 \\ \sigma_2 = 0 \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} \sigma_3 = 0 \\ \sigma_2 = 0 \end{cases}$$



$$\textcircled{1} \begin{cases} \sigma_2 = p \\ \sigma_1 + \sigma_3 - \sigma_a - p = 0 \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} \sigma_3 = p \\ \sigma_2 = p \end{cases}$$

$$\textcircled{3} \begin{cases} \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 0 \end{cases}$$

Fig. 1.14 - Cheminement du point M ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) dans l'espace des contraintes, selon divers modes de chargement de l'éprouvette

① - TORSION PURE

② - COMPRESSION AXIALE

③ - COMPRESSION HYDROSTATIQUE

Tamis : Ouverture des mailles carrées	Refus cumulé en %	Fractionnement du sable	Passeoire : Diamètre des trous
0,08	98 ± 2	fraction fine	0,1
0,16	88 ± 5		0,2
0,50 -----	67 ± 5	fraction moyenne	0,63 ----
1,00 -----	33 ± 5		1,25 ----
1,60	5 ± 5	fraction grosse	2,00
2,00	0		2,50

Le ciment utilisé est du C.P.A.L. 325 dosé à 510 kg/m³. A une partie de liant, sont ajoutées trois parties de sable et une demi-partie d'eau (e/c = 0,5).

Le mortier ISO présente de nombreuses vacuoles globuleuses (photo 1.9) et une porosité élevée. Ses caractéristiques physiques sont les suivantes

densité sèche	2,13 à 2,17
densité saturée	2,28 à 2,33
teneur en eau à saturation	8 à 11 %
porosité	15 à 20 %

b/ Le granite de Corbière.

Cette roche fait partie du rameau interne et de la série satinée du massif de Belledonne. Les blocs ont été prélevés à Corbière, dans la vallée de la Maurienne, en aval d'Epierre.

Ce granite, de texture grenue, est constitué de petits cristaux (photo 1.11). L'étude microscopique révèle une "purée" de petits quartz à extinction roulante, de l'orthose, des plagioclases (Oligoclase), de très fines biotites et quelques opaques.



Photo 1.9 - Eprouvette de mortier ISO.

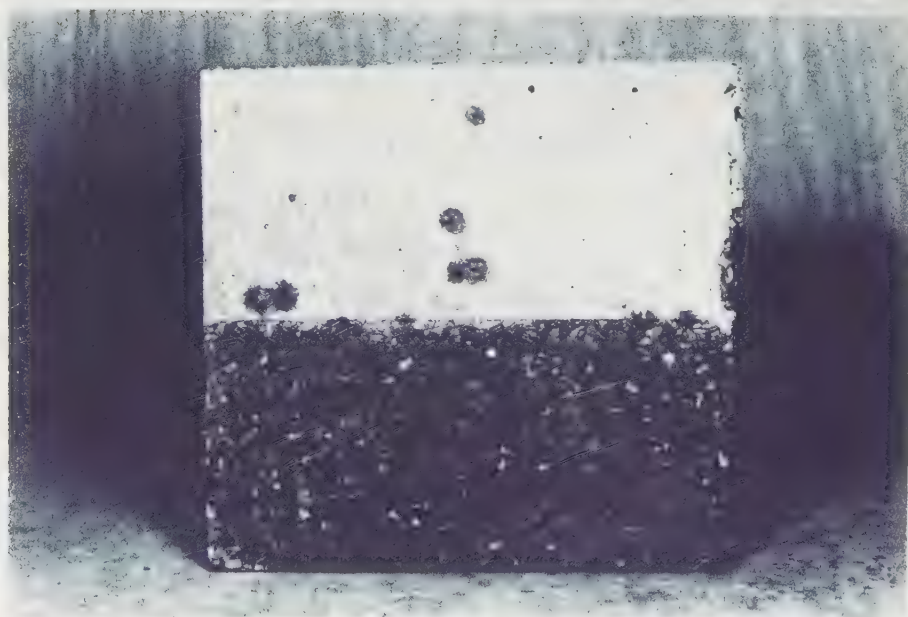


Photo 1.10 - Surface sciée d'un bloc de mortier
présentant une discontinuité planaire. Cette discontinuité
est caractérisée par du noir de fumée qui colore la partie
inférieure du bloc.

Densité : 2,63
Porosité : 0,5 %

c/ Le granite de Brommat (Massif Central).

Contrairement au précédent, le granite de Brommat est un granite à gros grains (photo 1.12). Les prélèvements proviennent de la bordure ouest du massif granitique (1.13) de Sainte-Geneviève Entraygues, massif qui constitue l'extrémité ouest des granites de la Margeride (1.14).

Les composants minéralogiques essentiels de ce granite sont : quartz, feldspath potassique (Microcline), feldspaths calcorodiques (Oligoclase, Andésine), mica noir (Biotite).

La texture grenue est localement rendue hétérogène par la présence de gros cristaux (1 à 4 cm) de feldspath potassique (texture porphyrique).

Densité sèche : 2,62
Porosité : 0,65 à 0,75 %

d/ La craie de Sancerre :

La craie de Sancerre est une craie senonnienne, blanchâtre, assez grossière. Elle renferme des débris coquilliers de mollusques et quelques recristallisations locales de calcite. La stratification n'apparaît pas sur les échantillons.

Ses caractéristiques physiques sont les suivantes :

Densité sèche : 1,76
Densité saturée : 2,10
Porosité : 34 %

e/ Le marbre de Vilette :

Il provient d'une ancienne carrière encore exploitée à l'heure actuelle et située dans la vallée de la Tarentaise, en aval de Moûtiers.

Cette roche, de couleur blanchâtre, est constituée de très petits cristaux de calcite dont la longueur maximale ne dépasse pas le millimètre, ce qui confère à la roche une très bonne homogénéité.

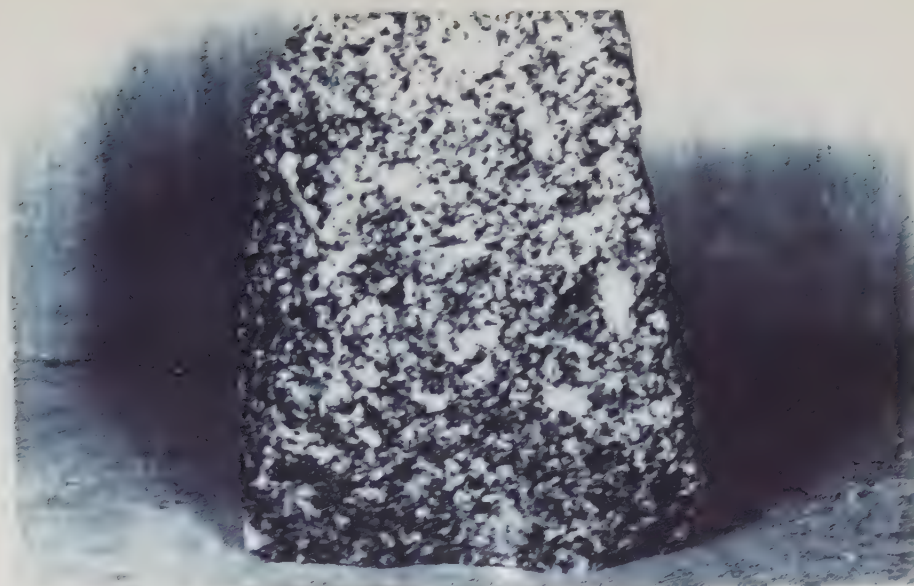


Photo 1.11 - Granite de Brommat.

Remarquer les feldspaths porphyroïdes
en forme de "dent de cheval".



Densité sèche : 2,68
Porosité : 0,7 %

I. 4-2 - Les roches anisotropes.

I. 4-2-1 - Roche à anisotropie continue : le tuffeau de Touraine.(1,16).

Cette roche reçoit la dénomination courante et impropre de craie. En fait, il s'agit d'un grès à grains fins plus ou moins bien consolidé que l'on désigne plus généralement sous le nom de tuffeau. En outre, on note la présence de débris coquilliers.

Les échantillons dont nous avons analysé quelques caractéristiques proviennent de Cinq Mars-la Pile, près de Tours. Le tuffeau se présente en stratification horizontale avec peu de variation latérale de faciès. Il appartient au Turonien supérieur.

- Caractéristiques physiques :

Densité saturée	1,87
Densité sèche	1,53
Porosité	34 %
Teneur en eau à saturation	21 %

La forte porosité mesurée est due essentiellement à la structure de type alvéolaire du tuffeau.

Cette roche présente les caractéristiques d'une roche à anisotropie continue.

I. 4-2-2 - Roches à anisotropie planaire discontinue.

a/ Le mortier à discontinuité artificielle.

Les roches présentant une anisotropie planaire discontinue ont des caractéristiques de rupture de traction souvent très dispersées. Pour s'affranchir de cette dispersion et faciliter l'étude, nous avons cherché à créer une discontinuité

planaire artificielle qui ait des caractéristiques très semblables selon toute son étendue.

La méthode a consisté à couler du mortier assez liquide dans la moitié inférieure d'un moule et à le vibrer de façon à ce que sa surface devienne parfaitement horizontale. Quarante huit heures plus tard, nous avons rempli le moule avec un mortier identique, en ayant pris soin d'y ajouter du noir de fumée pour mettre en évidence la discontinuité (photo 1.10). Au moment venu, nous avons taillé des éprouvettes dans différentes directions par rapport à la discontinuité artificielle.

- Granulométrie et composition du mortier.

Composition du mortier	% en poids
Ciment C.P.A.L. 325	15 %
Eau	10 %
Fraction 0 - 0,5 mm	35 %
Fraction 0,5 - 5 mm	20 %
Fraction 5 - 10 mm	20 %

La principale difficulté de cette opération est de trouver un moyen terme entre une discontinuité bien marquée et une discontinuité peu marquée. Dans le premier cas, la faible résistance de la discontinuité ne permet pas le carottage des éprouvettes tubulaires, dans le second, l'anisotropie peu nette n'apparaît pas suffisamment dans les résultats.

b/ Les schistes verts du col du Sabot.

Ces schistes font partie de la série verte de la bordure Sud-Est du rameau interne du massif de Belledonne.

Les plans de schistosité sont bien visibles et très fins. Localement, de grosses amygdales de quartz blanc soulignent la schistosité, toujours très régulière (photo 1.13).

L'examen oculaire ne révèle aucune orientation préférentielle dans les plans de discontinuité ; les minéraux ont une orientation planaire qui détermine une symétrie de type axial pour la roche.

La densité des schistes verts est 2,70.

c/ Les schistes de La Coche (1.15).

Du point de vue géologique, ces schistes appartiennent au massif des Brèches de Tarentaise qui constitue la bordure ouest de la grande zone des nappes sub-briançonnaises. Cette zone a subi d'importants charriages au cours de l'orogénèse alpine.

Les prélèvements ont été effectués dans une galerie de reconnaissance au niveau de l'usine qui est implantée dans la nappe des Brèches de Moûtiers, à quelques dizaines de mètres au-dessus du chevauchement pennique frontal. Le rocher est constitué par une alternance de schistes et de brèches calcaires.

Les blocs de schistes de 100 à 200 kg ont une schistosité concordante avec la stratification. Ce schiste est constitué de micas et de quartz de taille très petite, sans orientation préférentielle.

On peut donc considérer que la symétrie structurale de cette roche est également celle du système axial. On remarquera cependant que cette roche présente de larges ondulations parallèles de taille décimétrique (photo 1.14), qui n'apparaissent pas sur de petites éprouvettes.

La densité des schistes de La Coche est 2,73 et leur porosité est pratiquement nulle.

Dans tout ce qui va suivre, nous caractériserons l'orientation des plans de stratification ou de discontinuité par l'angle α de la normale à ces plans avec la direction de l'axe de l'éprouvette cylindrique.

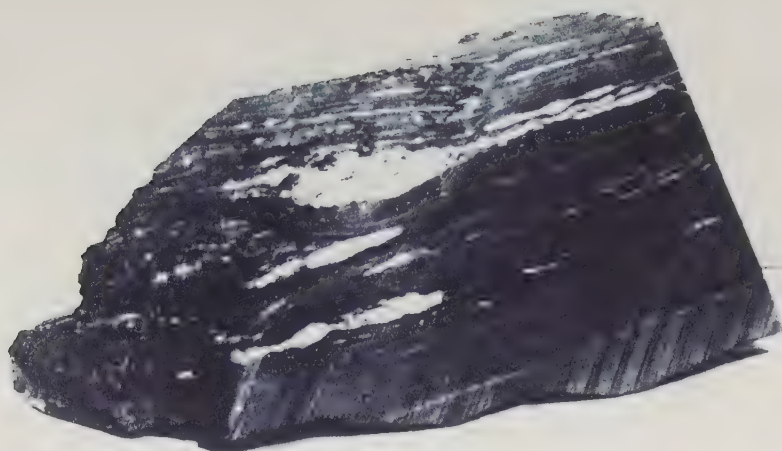


fig. 1.13 - Schistes verts du Col du Sabot.
La schistosité est localement soulignée
par de grosses amygdales de quartz.

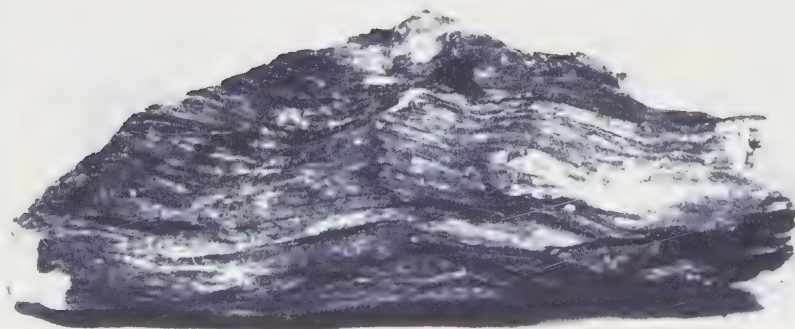
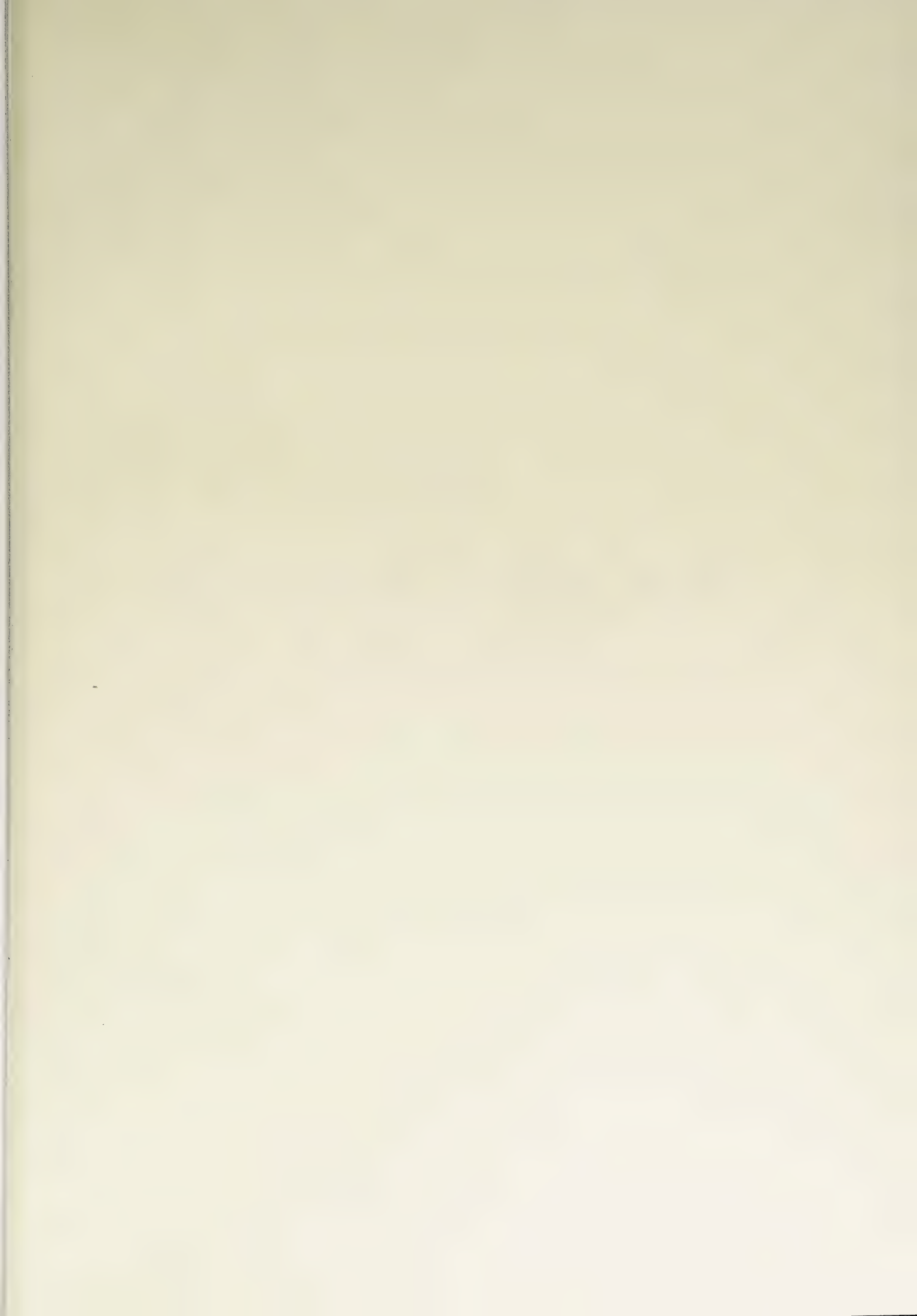


fig. 1.14 - Schistes de la Coche. Les plans de
schistosité présentent une légère
ondulation.

Liste bibliographique

- 1.1 BÜCKER, R., Die Mechanik der bleibenden Formänderungen in Kristallinisch aufgebauten Körpern, Ver. Deut. Ingr. M. H. Forschungsarbeiten. 175, P. 1-51, 1915.
- 1.2 NADAI, A., Theory of flow and fracture of solids. Vol. 1, Ed. 2, McGraw-Hill, 1950.
- 1.3 GRIGGS, D.T., Deformation of rocks, under high confining pressures. J. Geol., Vol. 44, n° 5, p. 541, August 1936.
- 1.4 HABIB, P. La résistance au cisaillement des sols. Annales de l'I.T.B.T.P., n° 61, Janvier 1953.
- 1.5 BRICE, L.P., Etude des conditions de formation des fissures de glissement et de décohésion dans les solides. Travaux, Juin 1954.
- 1.6 HANDIN, J., H.C. HEARD, and J.N. MAGOUIRK, Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass at different temperatures and strain rates. Journal of Geophysical Research Vol. 72, n° 2, page 611 - 640, 1967.
- 1.7 HANDIN, J., D.V. HIGGS and J.K. O'BRIEN, Torsion of Yule marble under confining pressure. Rock Deformation, Geol. Soc. Am. Mem., 79, p. 245 - 274, 1960.
- 1.8 VENUAT, M., Les déformations sous charge du béton durci. Thèse de doctorat ès-Sciences Appliquées. Faculté des Sciences de Paris. Chapitre 2.5, Avril 1970.
- 1.9 YUICHI NISHIMATSU, The torsion test and elastic constants of the orthotropic rock substance. Rapports du deuxième congrès de la Société internationale de Mécanique des Roches. Belgrade 1970.

- 1.10 PIGEAUD, G., Résistance des Matériaux et Elasticité. (Paris, Gauthier-Villars), p. 561 à 594, 1928.
- 1.11 FÖPPL. A., Résistance des matériaux et éléments de la théorie mathématique de l'élasticité. (Paris, Gauthier-Villars), 1924.
- 1.12 PIGEAUD, G., Résistance des matériaux et élasticité. (Paris, Gauthier-Villars), 1948.
- 1.13 ROQUE, M., Mémoires pour servir à l'explication de la carte géologique détaillée de la France. Les schistes cristallins de la partie sud-ouest du Massif Central Français, 1941.
- 1.14 MAILHE, P., Rapport interne E.D.F., Rapport géologique d'ensemble du barrage de la Barthe, Mai 1970.
- 1.15 MAILHE, P., Rapport interne E.D.F., Aménagement de La Coche, Caractéristiques géologiques du site, Septembre 1972.
- 1.16 COMES, G., Rapport E.D.F., Etude géotechnique en laboratoire sur des échantillons de tuffeau - Juillet 1972.



CHAPITRE II

PETITES DEFORMATIONS ET CONSTANTES ELASTIQUES

DE TORSION DES ROCHES

II. 1 - INTRODUCTION.

L'étude de la déformabilité d'une roche revêt un grand intérêt pour les calculs chargés de prévoir les déplacements à l'intérieur d'une masse rocheuse à la suite d'une modification du régime des contraintes. Ces études et ces calculs sont basés sur le concept du continu, c'est-à-dire sur l'existence de matière en chaque point de la roche. Une telle continuité permet d'approcher les problèmes posés par le génie civil, surtout dans le cas de fortes contraintes de compressions où les fissures sont maintenues fermées (travaux en mines profondes).

Cependant, l'observation des roches montre l'existence de nombreuses discontinuités de dimensions variables : microfissures intra ou intergranulaires, macrofissures, diaclases, failles, ... A l'échelle du cristal ou du grain, la roche apparaît comme un milieu essentiellement discontinu et hétérogène.

Lorsque ces discontinuités sont réparties et orientées d'une manière aléatoire, la roche possède une structure statistiquement isotrope ; dans le cas contraire, elle est anisotrope.

Souvent, le comportement et le processus de rupture d'une roche sont très directement conditionnés par la présence de ces discontinuités.

Nous allons, au cours de ce chapitre, étudier le comportement des roches sous l'effet d'un effort de torsion combiné ou non à d'autres sollicitations et déterminer leurs caractéristiques de déformabilité. Préalablement, nous préciserons nos notations en rappelant la loi élastique de Hooke.

II. 2 - ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE : CONSTANTES D'ELASTICITE.

Pour un corps homogène élastique, les petites déformations sont proportionnelles aux contraintes et fonctions linéaires de celles-ci. Mathématiquement, cela s'exprime par une relation tensorielle entre les tenseurs ϵ_{ij} et ϵ_{kl} de la forme :

$$\epsilon_{kl} = S_{klij} \sigma_{ij} \quad \text{ou} \quad \sigma_{ij} = C_{ijkl} \epsilon_{kl}$$

ϵ_{kl} = tenseur des déformations (second ordre)

σ_{ij} = tenseur des contraintes (second ordre)

S_{klij} et C_{ijkl} = tenseurs d'ordre quatre à 81 coefficients représentant l'anisotropie de la roche.

Dans le cas général, la symétrie des tenseurs contrainte et déformation conduit à un tenseur de rang quatre possédant seulement 21 coefficients élastiques indépendants (2-1) que l'on peut représenter par la matrice :

	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	$2\epsilon_{23}$	$2\epsilon_{31}$	$2\epsilon_{12}$
ϵ_1	C_{11}	C_{12}	C_{13}	C_{14}	C_{15}	C_{16}
ϵ_2	.	C_{22}	C_{23}	C_{24}	C_{25}	C_{26}
ϵ_3	.	.	C_{33}	C_{34}	C_{35}	C_{36}
ϵ_{23}	.	.	.	C_{44}	C_{45}	C_{46}
ϵ_{31}	.	.	.	.	C_{55}	C_{56}
ϵ_{12}	.	.	.	.	.	C_{66}

Ce tableau inclut la symétrie (en i et j) du tenseur σ et (en k et l) du tenseur ϵ .

On ne connaît pas d'exemples de détermination expérimentale des coefficients élastiques dans un cas d'anisotropie aussi complexe.

Pour une roche orthotrope où les trois axes de coordonnées sont dirigés perpendiculairement aux trois plans de symétrie, la matrice ne possède que 9 coefficients indépendants :

$$\begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & C_{22} & C_{23} & \cdot & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & C_{33} & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & C_{44} & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & C_{55} & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & C_{66} \end{bmatrix}$$

et pour une orthotropie de révolution selon l'axe 1 :

$$C_{22} = C_{33} , \quad C_{12} = C_{13} , \quad C_{55} = C_{66} , \quad C_{44} = \frac{1}{2} (C_{33} - C_{23})$$

$$\begin{bmatrix} C_{11} & C_{13} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & C_{33} & C_{23} & \cdot & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & C_{33} & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{1}{2}(C_{33}-C_{23}) & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & C_{66} & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & C_{66} \end{bmatrix}$$

Enfin, pour une roche isotrope, le nombre de coefficients se réduit à deux :

$$C_{11} = C_{22} = C_{33} = E$$

$$C_{12} = C_{13} = C_{23} = \frac{E}{\nu}$$

$$C_{44} = C_{55} = C_{66} = G$$

La relation qui lie E, ν et G est :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

G est le module d'élasticité de cisaillement qui s'identifie à un des coefficients de Lamé.

II. 3 - LES DEFORMATIONS DE TORSION DES ROCHES STATISTI- QUEMENT ISOTROPES.

II. 3-1 - Courbes Effort - Déformation en torsion pure.

La connaissance de la relation Effort - Déformation est fondamentale dans l'étude du comportement d'une roche. Ces relations sont bien connues dans le cas de la compression simple et de la traction directe.

II. 3-1-1 - Analyse des courbes.

Les courbes Effort - Déformation de torsion pure représentent la relation liant le couple de torsion M_t à la déformation de rotation spécifique. Ces courbes permettent généralement de montrer l'existence de fissures et d'étudier leur formation et leur propagation à l'approche de la rupture.

Lorsque nous avons testé des éprouvettes tubulaires ayant un rapport R_i/R_e élevé, nous avons constaté, pour certaines roches, une relation linéaire jusqu'à la rupture entre le couple et la déformation (fig. 2.1.1). Au contraire, pour d'autres roches, nous avons trouvé une relation non linéaire, la déformation progressant plus rapidement que le couple (fig. 2.1.2).

a) Courbes Effort - Déformation linéaires.

Le marbre de Vilette, l'anhydrite d'Echaillon, le quartzite de Dyodyonga (Niger), le mortier ISO, ... présentent une courbe linéaire en torsion pure. MORLIER (2.2) a obtenu des résultats semblables sur le granite de la Forge ... Cette linéarité se prolonge jusqu'à la rupture pour des éprouvettes tubulaires à parois minces. Lorsque la paroi de l'éprouvette tubulaire croît en épaisseur, la courbe n'est plus linéaire jusqu'à la rupture. A partir d'un certain point, correspondant à l'atteinte de la limite élastique à la périphérie de l'éprouvette, la courbe s'infléchit du côté de l'axe des déformations. Ce point matérialisé sur la figure 2.2 s'identifie à un seuil au-delà duquel une dégradation de la roche partant de la périphérie de l'éprouvette se propage vers le centre. La concavité de la courbe est d'autant mieux marquée

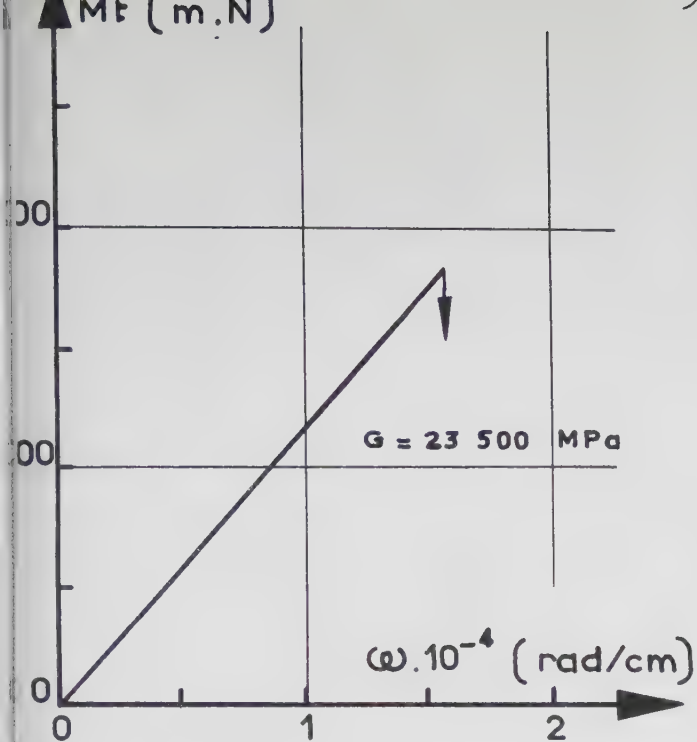
que le rapport R_i/R_e est faible. Ce phénomène est à rattacher au champ de contrainte non uniforme que développe l'effort de torsion.

De façon à mieux comprendre le comportement rhéologique des roches soumises à un effort de torsion pure, nous avons réalisé des cycles effort - déformation d'amplitude croissante. Les déformations que nous avons observées n'ont jamais été parfaitement élastiques. Chaque cycle s'est soldé par l'irréversibilité d'une partie des déformations (fig. 2.3) et une hystérèse mécanique d'autant plus marquée que l'amplitude des cycles est grande. L'hystérèse apparaît nettement aux débuts des courbes de décharge qui demeurent parallèles à l'axe de l'effort surtout pour des couples de torsion élevés. Ceci s'explique par l'ouverture des fissures sous l'effet des contraintes de traction que développe le couple de torsion. Après relâchement des contraintes, la roche ne revient pas à sa position initiale et des déformations résiduelles subsistent.

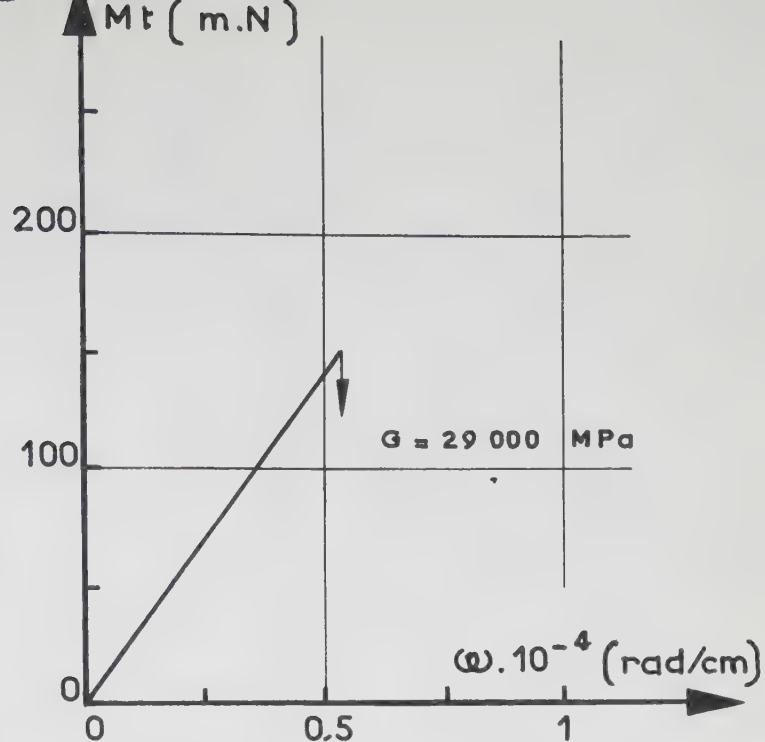
Lorsque l'amplitude des cycles atteint l'amorce de la concavité de la courbe Effort - Déformation, les phénomènes deviennent plus complexes. Dans certains cas, il semble que le comportement de l'éprouvette soit encore stable au-delà de l'infléchissement. Cette phase, toujours courte, qui rappelle un écoulement, peut s'expliquer par une redistribution des contraintes au moment où ces dernières atteignent, à la périphérie de l'éprouvette, la limite du domaine élastique de la roche.

Au-delà de cette phase élastique, vient une phase de pseudo-anti-écrouissage (1) (fig. 2.4) où les irréversibilités deviennent importantes et où la limite élastique du couple décroît. La rupture apparaît souvent brutalement. Pour une étude fine, il serait intéressant d'opérer avec une machine d'essai asservie de façon à tracer la courbe à vitesse de

(1) Ce n'est pas un anti-écrouissage au sens classique du terme car les dégradations qui apparaissent se situent uniquement à la périphérie de l'éprouvette.

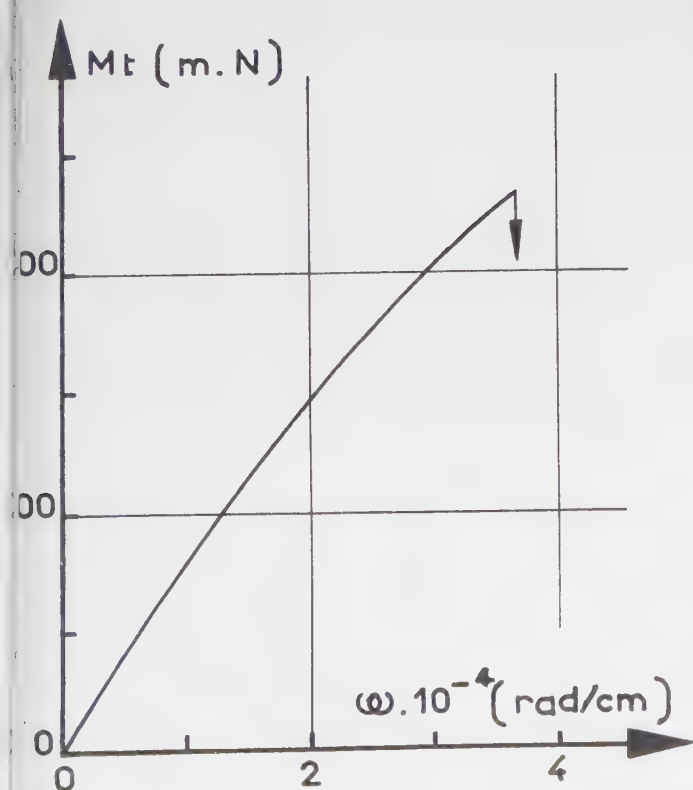


a) MARBRE DE VILETTE

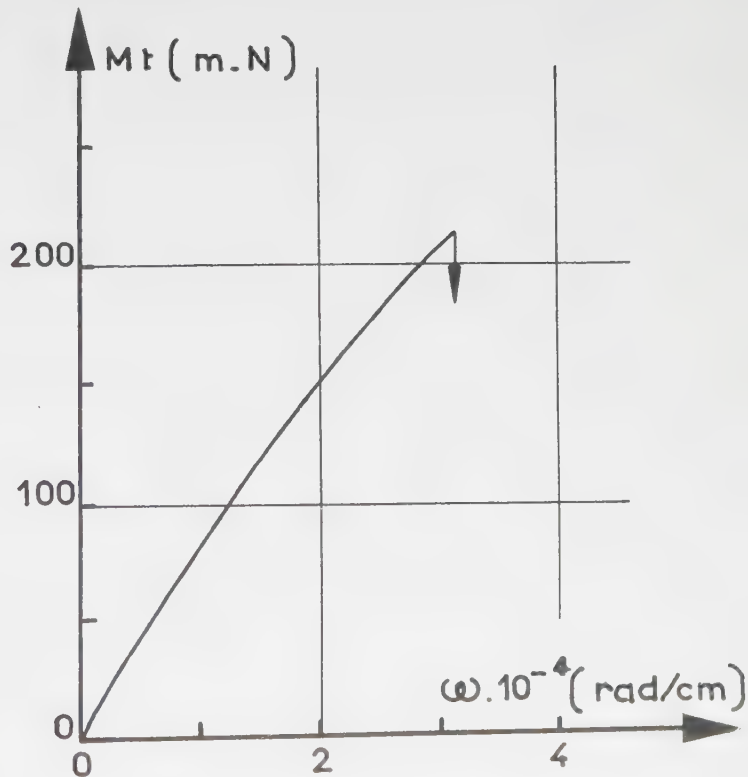


b) ANHYDRITE D'ECHAILLON

Fig. 2.1 .1 - Courbes Linéaires



a) GRANITE DE CORBIERE

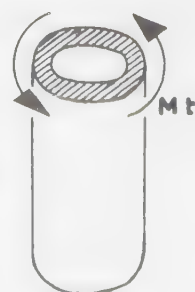


b) GRANITE DE BROMMAT

Fig. 2.1 .2 - Courbes non Linéaires

Fig. 2.1 - Courbes de Déformation en Torsion pure

Eprouvettes Tubulaires : diam. 60/40 - haut^r. 170 mm



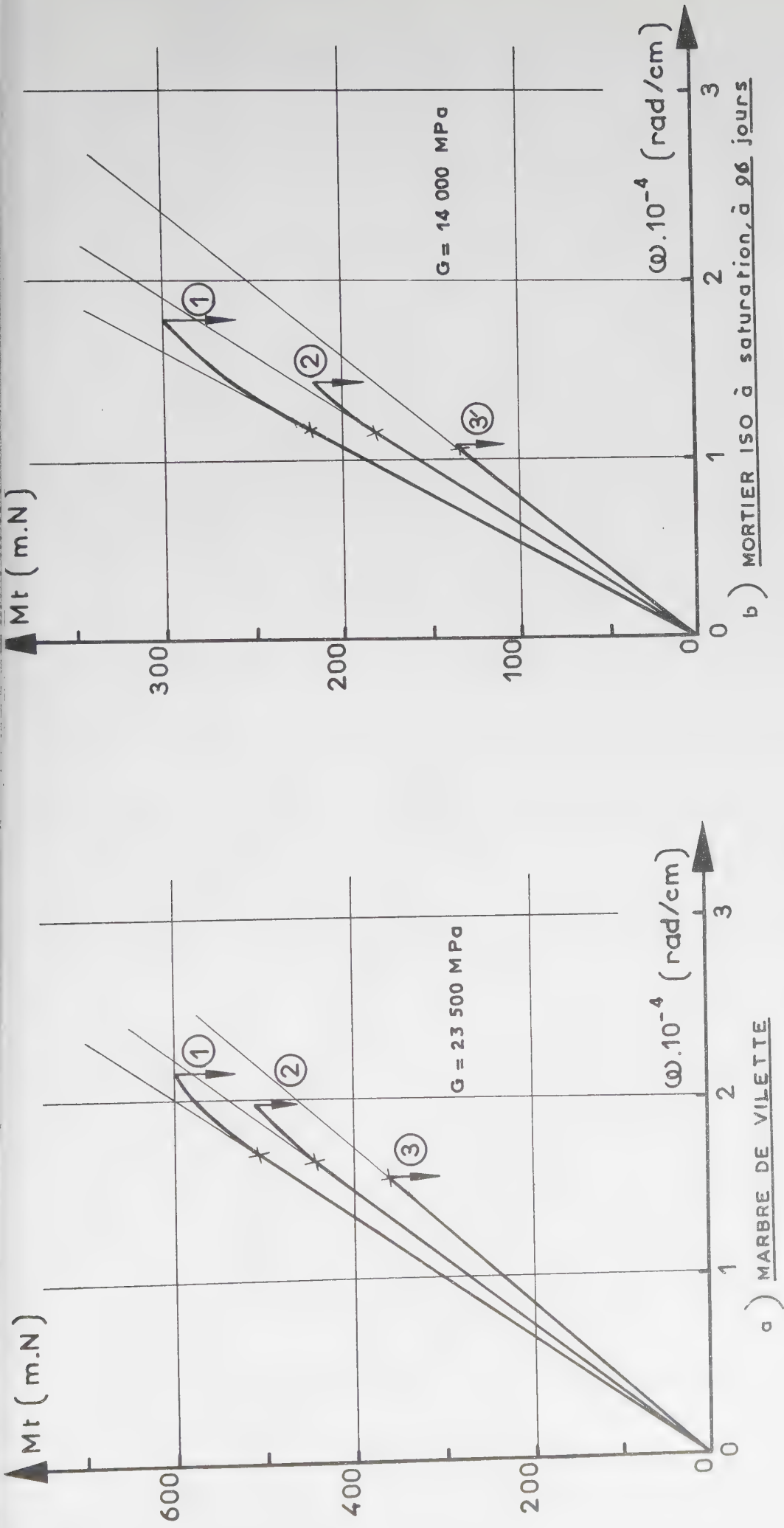


Fig. 2. 2 - Courbes de Déformation en Torsion pure pour différentes formes d'Eprouvettes de hauteur : 170 mm

- ① - Eprouvettes cylindriques de diamètre: 60 mm
- ② - Eprouvettes tubulaires de diamètre: 59.5 / 30.3 mm
- ③ - - 59.5 / 40.2 mm
- ③' - - 60.0 / 42.2 mm

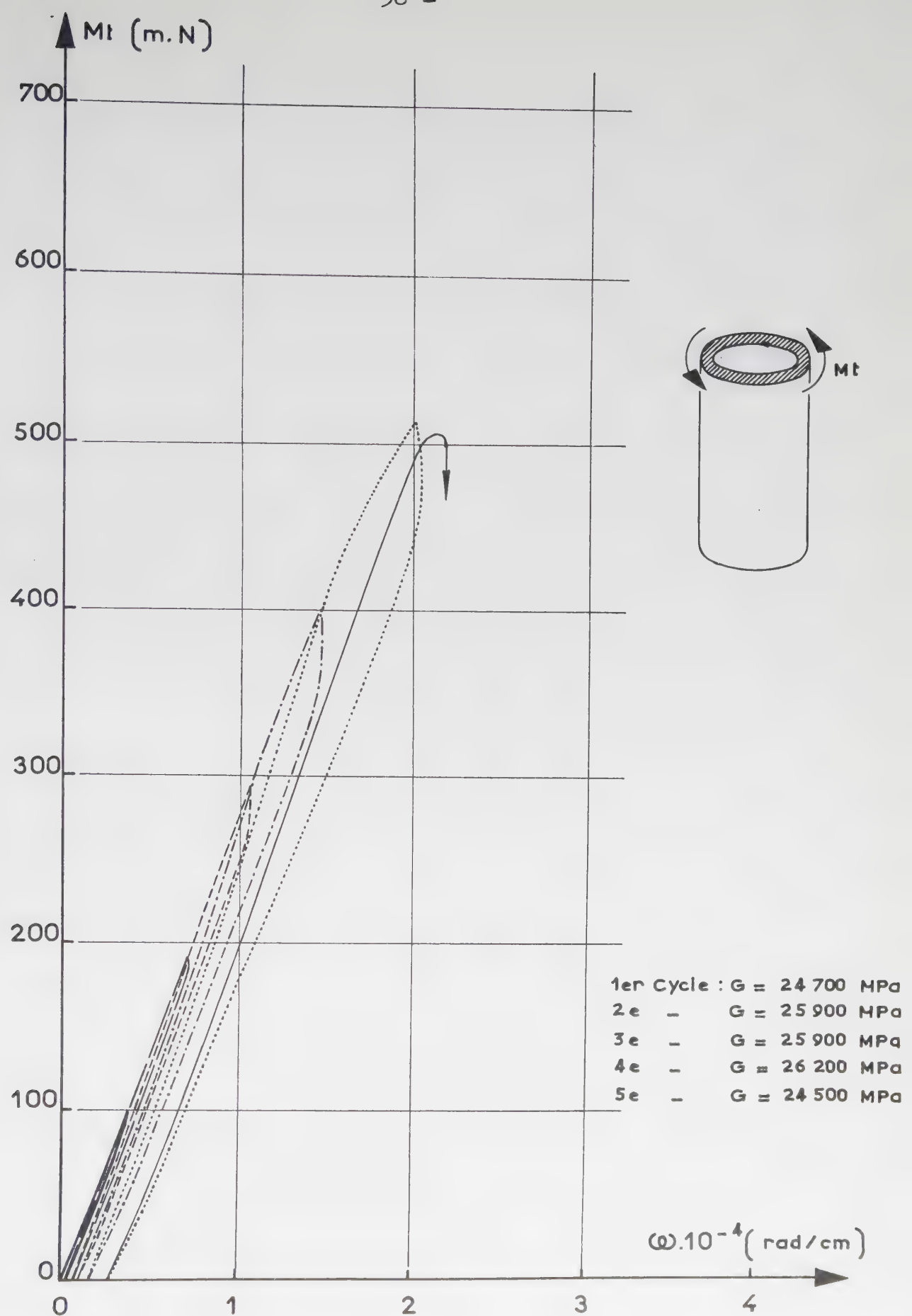


Fig. 2. 3 - Courbes Effort-Déformation en Torsion pure

MARBRE DE VILETTE

Eprouvette Tubulaire : diam. 59,5 / 30,3 - haut. 170 mm

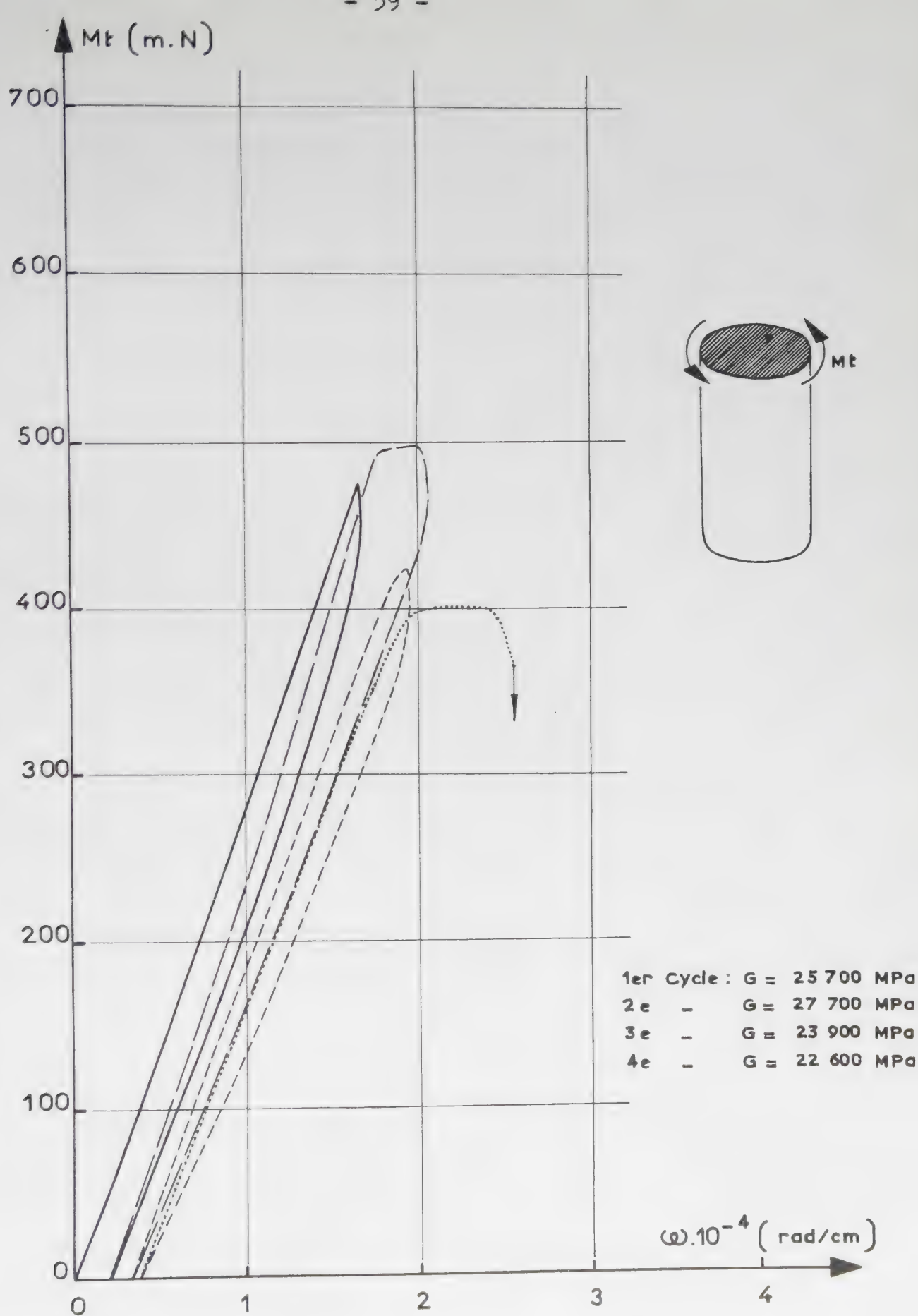


Fig. 2.4 - Courbes Effort-Déformation en Torsion pure

MARBRE DE VILETTE

Eprouvette cylindrique : diam. 60 - haut. 170 mm

déformation constante et à contrôler la rupture. Des études semblables ont été réalisées en compression monoaxiale par HOUPERT ... (2.3). Elles permettraient de suivre l'évolution de la fissuration et de tracer la branche descendante de la courbe Effort - Déformation, branche dont la pente pourrait définir un indice de fragilité de la roche.

Néanmoins, nous avons tenté de suivre cette phase dans des cas très favorables où le développement de la fissuration peut être contenu, c'est-à-dire lorsque la position de la fissure qui engendre la rupture s'initie sur la base de mesure des déformations. De cette manière, nous avons pu contrôler la rupture de certaines éprouvettes cylindriques.

La courbe de la figure 2.5 montre une répétition de cycles Effort - Déformation d'amplitude maximale. L'évolution du développement de la fissuration se traduit par :

- des irréversibilités importantes dès que la limite du couple élastique est franchie,
- un basculement progressif des cycles,
- une hystérésis de plus en plus élevée, correspondant à l'ouverture et au frottement des lèvres des fissures.

Sur cette courbe, il est difficile de définir la position de la limite du couple élastique : en deçà, les cycles sont stables, au-delà, la fissuration se développe en direction du centre et se traduit par d'importantes déformations permanentes.

Pendant cette dernière phase, nous avons aussi observé de l'élasticité différée. L'éprouvette déchargée continue à se déformer et récupère une petite partie de la déformation encaissée. Cette élasticité différée provient essentiellement du coeur de l'éprouvette qui tend à restituer l'énergie qu'il a emmagasinée, et qui est freinée par le frottement des fissures qui se sont développées sur le pourtour.

b) Courbes Effort - Déformation non linéaires.

Certaines roches (granite de Brommat, granite de Corbière, ...) présentent une courbe de déformation en torsion à

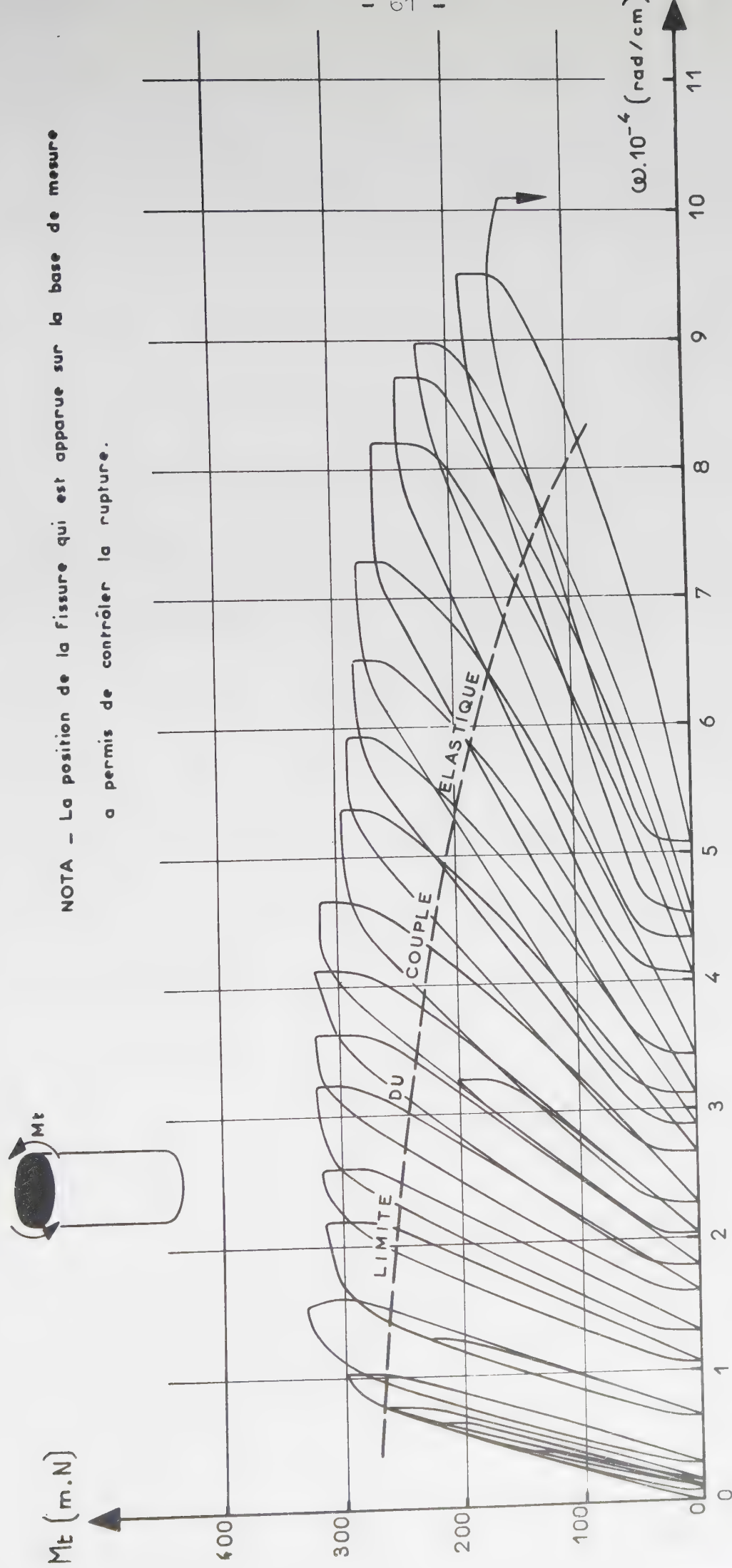


Fig. 2.5 - Cycles de Déformation en Torsion pure

MORTIER ISO à saturation à 400 jours

Eprouvette cylindrique : diam. 70 - haut. 170 mm

courbure nettement marquée du côté de l'axe des déformations (fig. 2.6). Les différentes phases et les phénomènes observés sont identiques aux précédents mais il n'est plus possible de les distinguer clairement.

Au fur et à mesure de l'augmentation du couple de torsion, l'ouverture des fissures s'accroît de plus en plus et crée d'importantes déformations résiduelles.

II. 3-1-2 - Analogie avec la traction directe.

Nous avons vu que la torsion crée un champ de contraintes où se développent des tractions dont le rôle est prédominant. Dès lors, il devient tentant de comparer les courbes Effort - Déformation obtenues en torsion pure avec celles obtenues en traction directe, particulièrement bien étudiées par TOURENQ (2.4).

L'analogie qui en résulte est frappante. En traction directe, nous avons retrouvé des courbes de déformation linéaire pour le mortier ISO, le marbre de Vilette, l'anhydrite d'Echaillon, ... et des courbes concaves du côté de l'axe des déformations pour le granite de Corbière, le granite de Brommat (fig. 2.7) ...

Cependant, si l'allure générale des courbes est identique dans les deux cas, il est possible de faire les remarques suivantes :

- en traction directe, la courbe Effort - Déformation s'interrompt toujours brutalement. En torsion pure, ce n'est le cas que lorsque l'éprouvette est tubulaire et à paroi mince; si l'éprouvette est cylindrique, la courbe marque toujours un infléchissement plus net.
- l'hystérésis apparaît plus forte pour un effort de torsion que pour un effort de traction directe. En torsion pure, les contraintes de compression sembleraient favoriser le frottement des lèvres des fissures. Il en résulte des courbes de décharge qui débutent en restant parallèles à l'axe de l'effort, dès que l'amplitude des cycles s'élève.

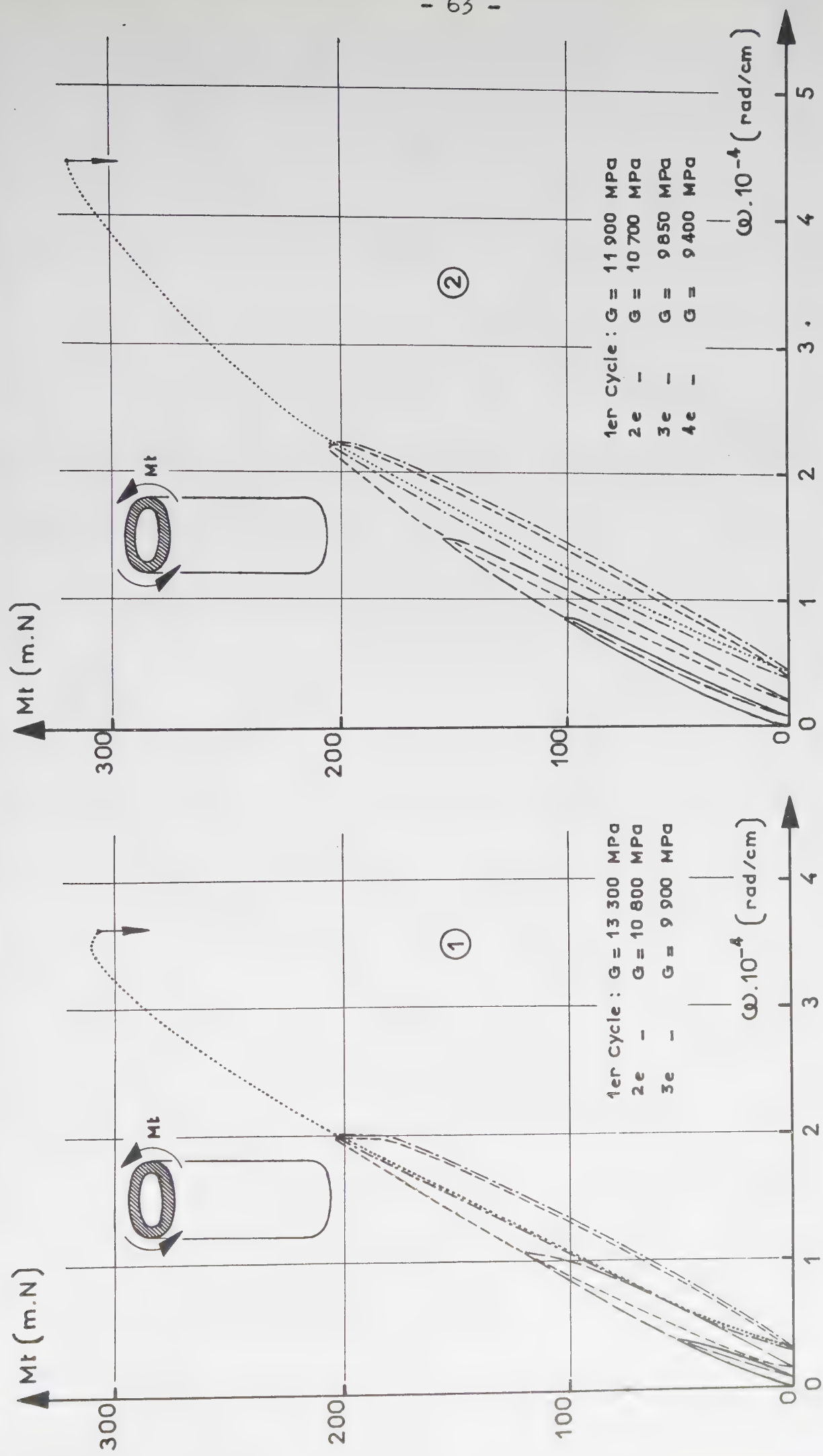


Fig. 2. 6 - Courbes Effort-Déformation en Torsion pure

① - GRANITE DE BROMMAT - ② - GRANITE DE CORBIERE

Eprouvettes Tubulaires : diam. 60 / 30 - haut. 170 mm

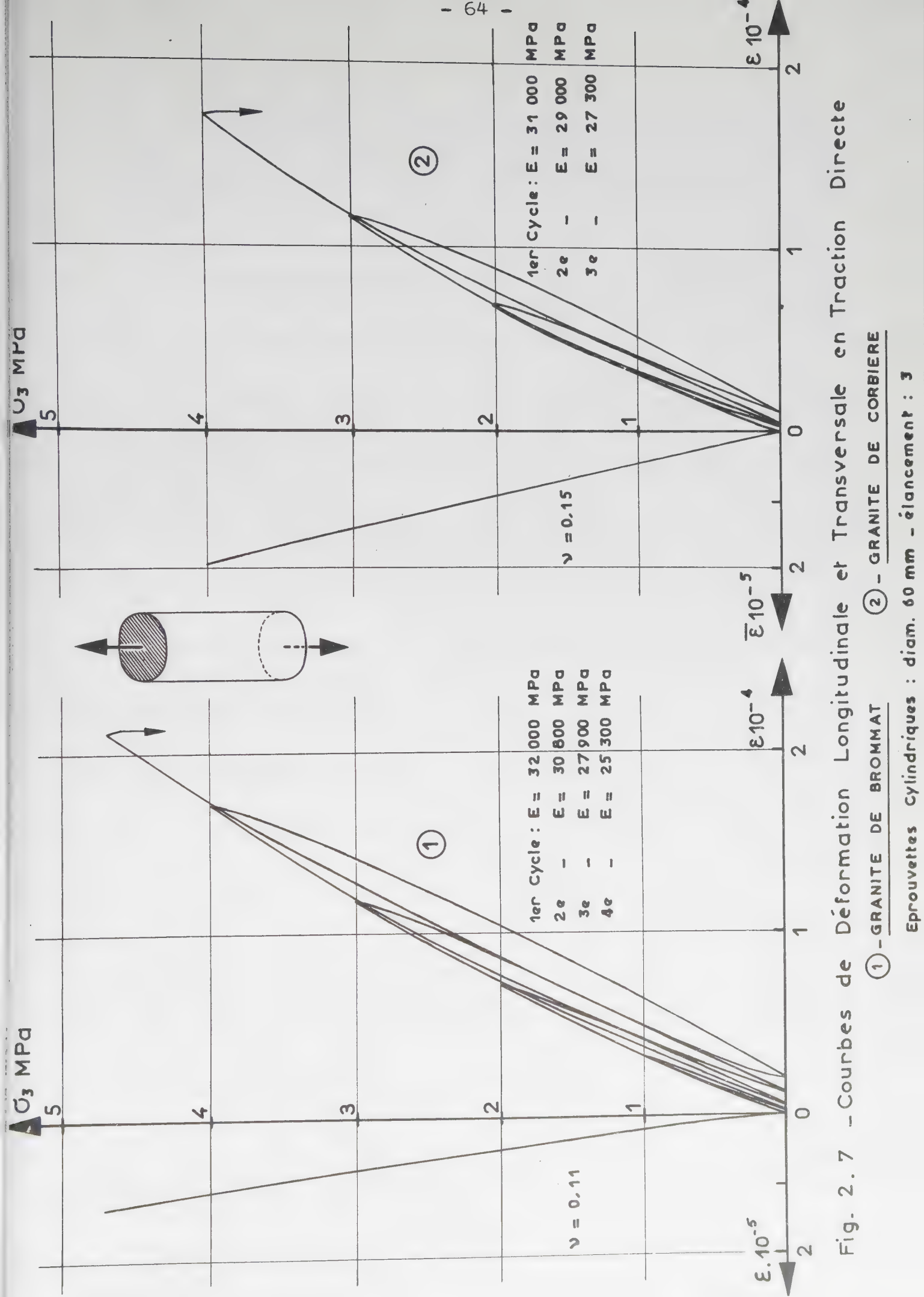


Fig. 2.7 - Courbes de Déformation Longitudinale et Transversale en Traction Directe

II. 3-1-3 - Efforts alternatifs de torsion pure.

A l'aide d'un système de contrepoids disposés de façon à créer un couple équilibré par une certaine pression d'huile dans les vérins développant l'effort de torsion, nous avons pu créer un couple senestre en élevant la pression hydraulique et un couple dextre en la diminuant. De cette manière, en un point de l'éprouvette, le cisaillement se fait alternativement en traction et en compression.

Cet essai (fig. 2.8) montre que la déformabilité d'une roche dépend, dans une large mesure, de l'histoire des chargements antérieurs.

Les courbes que nous avons enregistrées (fig. 2.8) ressemblent aux courbes d'aimantation des corps ferro-magnétiques. En particulier, on peut distinguer pour chaque cycle un couple coercitif et une déformation permanente qui ont pour homologue, en magnétisme, le champ coercitif de l'aimantation rémanente. La déformation est toujours en retard par rapport à l'effort : c'est le signe d'une élasticité qui n'est pas parfaite et d'un frottement interne.

II. 3-1-4 - Module de cisaillement des roches. Corrélation.

La plupart des roches ne présentent pas, en torsion pure, une courbe linéaire parfaitement élastique si bien qu'il est impossible de définir la déformabilité d'une roche par un seul paramètre : le module de cisaillement. Ce dernier est essentiellement variable selon les chargements antérieurs et selon la zone de contrainte considérée. Aussi, on peut définir une infinité de modules :

- un module de cisaillement tangent G_t en chaque point de la courbe,

- un module de cisaillement global G_g entre l'origine et un point de la courbe,

- un module de cisaillement élastique G entre l'origine et un point d'une même branche d'un cycle stabilisé. C'est ce dernier qui apparaît numériquement sur les graphiques où nous avons représenté des courbes cycliques.

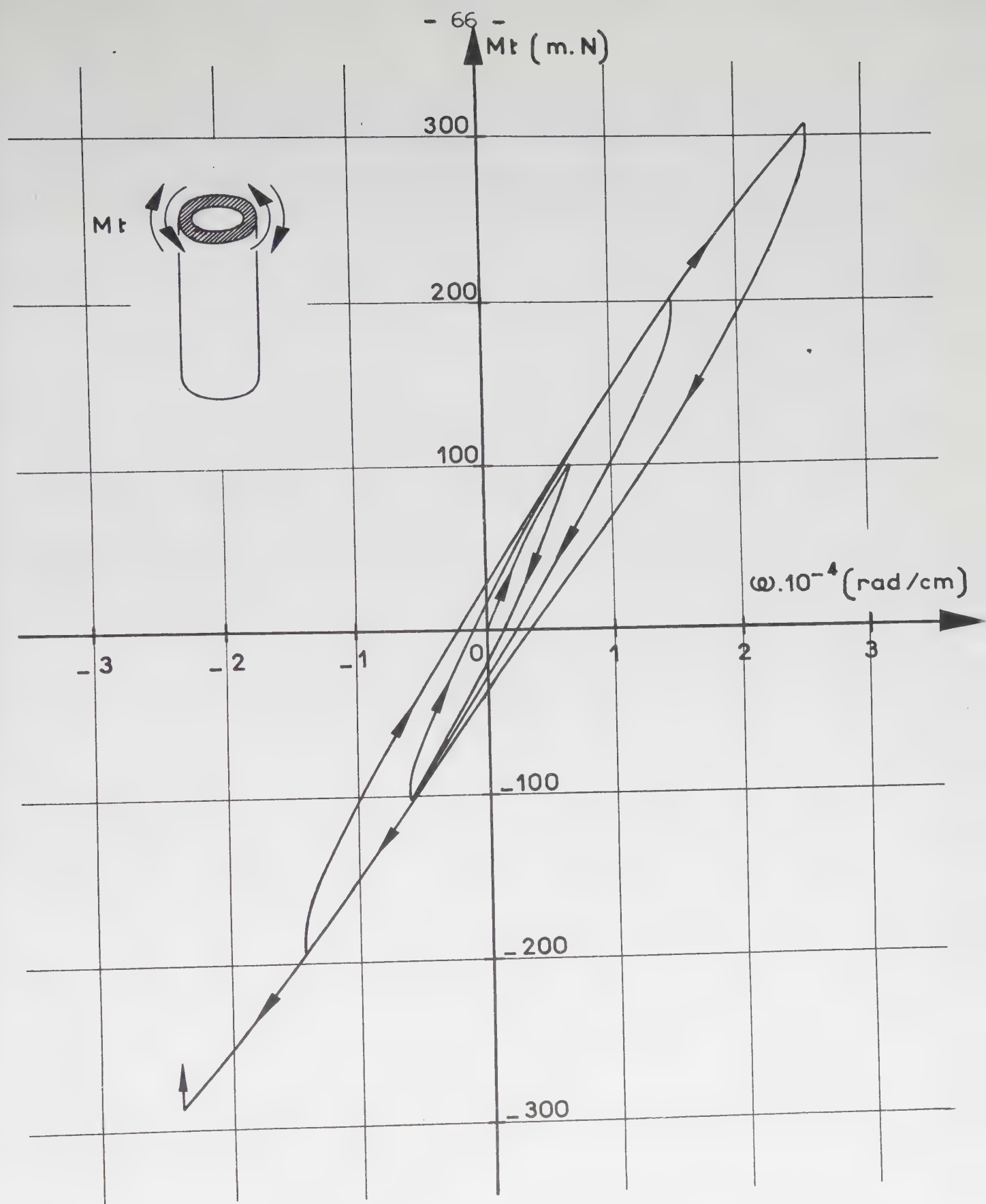


Fig. 2.8 - Courbe de Déformation en Torsion pure alternativement dextre et senestre.

GRANITE DE BROMMAT

Eprouvette Tubulaire : diam. 60 / 30 - haut. 170 mm

Au cours de la phase élastique, le module global G_g des roches est constant (fig. 2.3) ou décroissant (fig. 2.6). Il apparaît, en effet, que lorsqu'existe une concavité sur la courbe Effort - Déformation, elle se présente toujours du côté de l'axe des déformations, c'est-à-dire dans le sens qui indique une accentuation de la déformation fissurale vis-à-vis de la déformation matricielle. On observe le phénomène inverse en compression au cours de la phase de tassement.

Par contre, le module de cisaillement élastique G n'a pas un sens de variation préétabli. Selon la roche considérée, il croît (fig. 2.3) ou décroît (fig. 2.6) avec l'amplitude des cycles.

Nous avons alors cherché à comparer le module de cisaillement de torsion avec celui obtenu directement par le calcul en milieu élastique à partir du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν (voir le tableau suivant). Les constantes élastiques G , E et ν ont été calculées à partir du premier cycle des courbes Effort - Déformation, cycle stabilisé et de faible amplitude.

Comparaison du module de Coulomb obtenu par torsion (G expérimental) et par compression simple (G théorique) (1)

Nature des roches	E (MPa)	ν	G thé. (MPa)	G exp. (MPa)	$\frac{G \text{ exp.}}{G \text{ thé.}}$
Marbre de Vilette	87 000	0,37	31 700	25 000	0,79
Craie de Sancerre	5 300	0,12	2 370	1 800	0,76
Granite de Brommat	38 000	0,20	15 800	13 000	0,82
Granite de Brommat (2)	32 000	0,11	14 400	13 000	0,90
Granite de Corbière	36 800	0,20	15 300	11 000	0,72
Granite de Corbière (2)	31 000	0,15	13 500	11 000	0,82
Mortier ISO saturé					
à 7 jours	29 000	0,24	11 700	10 000	0,85
à 28 jours	37 000	0,22	15 200	13 100	0,85
à 90 jours	40 500	0,21	16 700	14 500	0,85

(1) Chaque constante élastique provient d'une moyenne de 5 mesures.

(2) Module d'Young et coefficient de Poisson déterminés par traction directe.

Les résultats expérimentaux montrent que le module de Coulomb déterminé à l'aide de l'essai de torsion est systématiquement inférieur à celui obtenu par compression simple. Le rapport des deux est de l'ordre de 0,80. Cette différence s'explique par le jeu des fissures qui sont sollicitées en traction dans un cas et en compression dans l'autre. Des essais complémentaires ayant pour but de préciser les coefficients d'élasticité longitudinal E et transversal ν dans le cas de la traction directe, permettent de calculer un module de cisaillement qui se rapproche davantage du module déterminé par torsion pure (voir tableau précédent). Cependant, ce dernier est toujours plus faible et il semble que, dans l'essai de torsion, les contraintes de compression favorisent l'ouverture des fissures qui apparaissent sous l'effet des contraintes de traction.

La teneur en eau semble ne pas affecter les caractéristiques de déformabilité de torsion d'une roche. Nous avons pu constater, sur le mortier ISO, que le module de cisaillement n'était pas influencé par la teneur en eau.

Précisons également que certains auteurs ont déterminé le module de cisaillement dynamique G_d à l'aide de la vitesse de propagation V_t des ondes transversales et de la masse spécifique ρ de la roche selon la relation :

$$G_d = \rho \cdot V_t^2$$

MORLIER (2.2) a montré que le module de cisaillement dynamique est, à 5 % près, identique à celui mesuré statiquement par torsion.

11. 3-2 - Influence d'une charge axiale.

Nous avons analysé les déformations de torsion de certaines roches soumises préalablement à une compression axiale σ_a maintenue constante. L'aspect général des courbes représentant le couple en fonction de la rotation spécifique est identique à celui obtenu en torsion pure (fig. 2.9 et fig. 2.10). Ajoutons simplement que la partie terminale des courbes s'incurve davantage lorsque les contraintes de compression axiale, maintenues constantes, deviennent élevées.



L'aspect le plus intéressant réside dans l'observation de l'évolution des courbes de déformation les unes par rapport aux autres.

Lorsque l'on considère les courbes de déformation de torsion pour différents efforts de compression axiale σ_a constants, on remarque que, pour des σ_a de plus en plus élevés, les courbes ont une amplitude qui passe par un maximum (fig. 2.11 à fig. 2.15). Nous reviendrons sur cet aspect au cours du chapitre suivant.

En observant ensuite la position respective des différentes courbes, on constate deux comportements possibles :

Dans le cas d'un milieu poreux et non fissuré (mortier ISO ...), la pente des courbes reste constante pour de faibles charges axiales. Elle diminue ensuite lorsque la charge axiale devient plus importante (fig. 2.11 et fig. 2.12). Nous appellerons seuil de rigidité la contrainte de compression σ_a à partir de laquelle se manifeste cette perte de rigidité (1).

Dans le cas d'un milieu fissuré (fig. 2.13 à fig. 2.15), la pente des courbes croît avec les faibles contraintes axiales, passe par un maximum et décroît ensuite. De la même manière que précédemment, la contrainte de compression σ_a à partir de laquelle s'amorce la chute de la pente de la courbe Effort - Déformation sera appelée seuil de rigidité.

Finalement, pour chaque roche, il est possible de définir un seuil de rigidité au-dessus duquel un accroissement de la charge axiale se traduit par une chute du module de rigidité de la roche. Il est intéressant de chercher à relier ce seuil de rigidité à une étape de la compression monoaxiale. Pour cela, nous avons jugé opportun de rappeler les phénomènes bien connus accompagnant la mise en charge en compression d'une éprouvette.

Beaucoup d'auteurs (2.5), (2.6), (2.7) ont distingué quatre phases dans l'évolution de la courbe des déformations

(1) La rigidité de torsion est la pente de la courbe des déformations dans un repère couple-rotation spécifique.



en compression simple d'une roche fragile et statistiquement isotrope :

- Phase de tassement des fissures :

Ce tassement se manifeste par une concavité tournée du côté de l'axe de l'effort sur la courbe des déformations. Au cours de cette phase, les déformations se ralentissent.

- Phase de déformations élastiques :

Les déformations longitudinale et transversale sont sensiblement linéaires. L'éprouvette continue à diminuer de volume. Cette phase est limitée supérieurement par le seuil de microfissuration qui marque le début de la propagation des fissures préexistantes ou la naissance de nouvelles fissures. PERAMI et THENOZ (2.7), (2.8), ont observé une augmentation de la perméabilité et des microbruits au passage du seuil.

- Phase de développement stable de la fissuration :

Au cours de cette phase, l'éprouvette subit sa contraction maximale ; la déformation transversale augmente tandis que la déformation longitudinale demeure linéaire. Le développement de la fissuration s'arrête dès que la contrainte est maintenue constante.

- Phase de développement instable de la fissuration :

Les déformations longitudinale et transversale s'accroissent. Les discontinuités se développent et se multiplient jusqu'à la ruine de l'éprouvette. Le volume croît tandis que les microbruits atteignent leur paroxysme.

Dès lors, si nous considérons les courbes de déformations obtenues, d'une part en compression simple, d'autre part en torsion pour différentes compressions axiales constantes, le seuil de microfissuration et le seuil de rigidité apparente se confondent (fig. 2.14 et fig. 2.15).

Au-dessous du seuil de microfissuration, un accroissement de l'effort monoaxial ne peut que fermer les fissures préexistantes et provoquer une amélioration de la rigidité de la roche par rapprochement des lèvres des fissures. Dans le cas d'un milieu non fissuré, la rigidité reste identique.



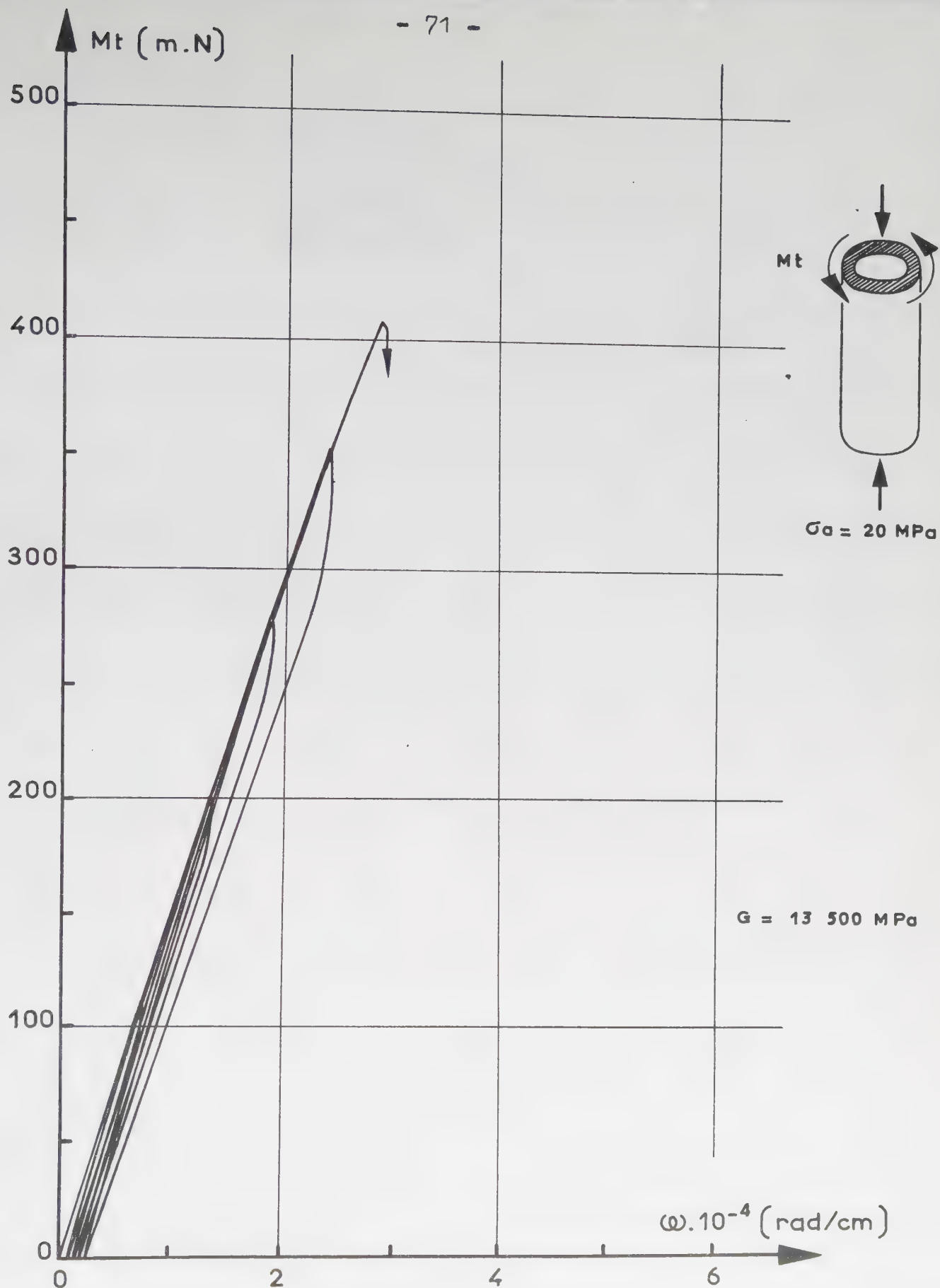


Fig. 2. 9 - Courbe de Déformation en Torsion

d'une Eprouvette soumise à une Compression axiale :
 $\sigma_a = 20 \text{ MPa}$

MORTIER ISO à 90 jours et à faible teneur en eau ($W = 4\%$)

Eprouvette Tubulaire : diam. 60/30 - haut. 170 mm



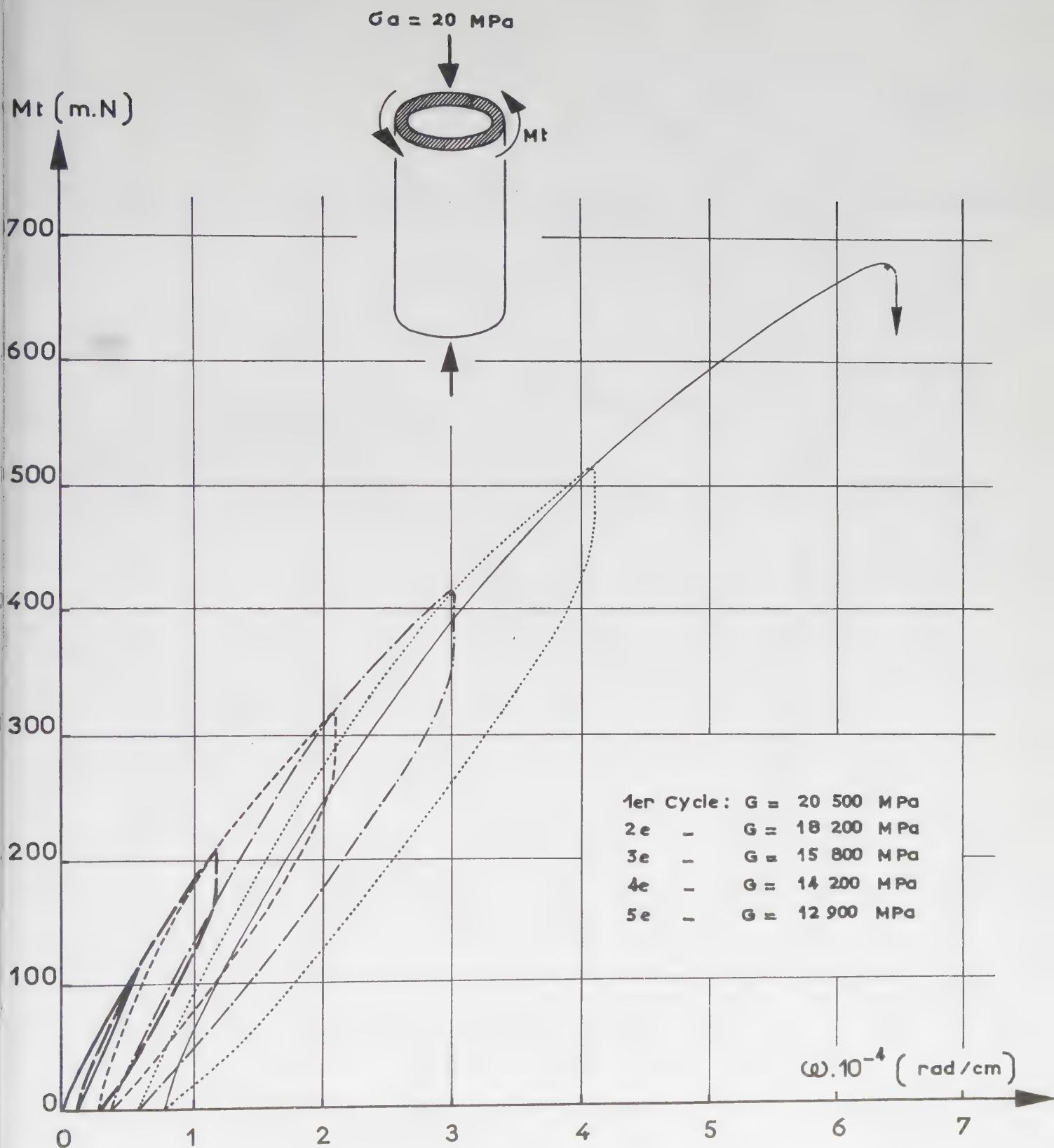


Fig. 2.10 - Courbes Effort - Déformation en Torsion
d'une Epreuve sous Charge de Compression : $\sigma_a = 20$ MPa

GRANITE DE CORBIERE

Epreuve Tubulaire : diam. 60 / 30 - haut. 170 mm



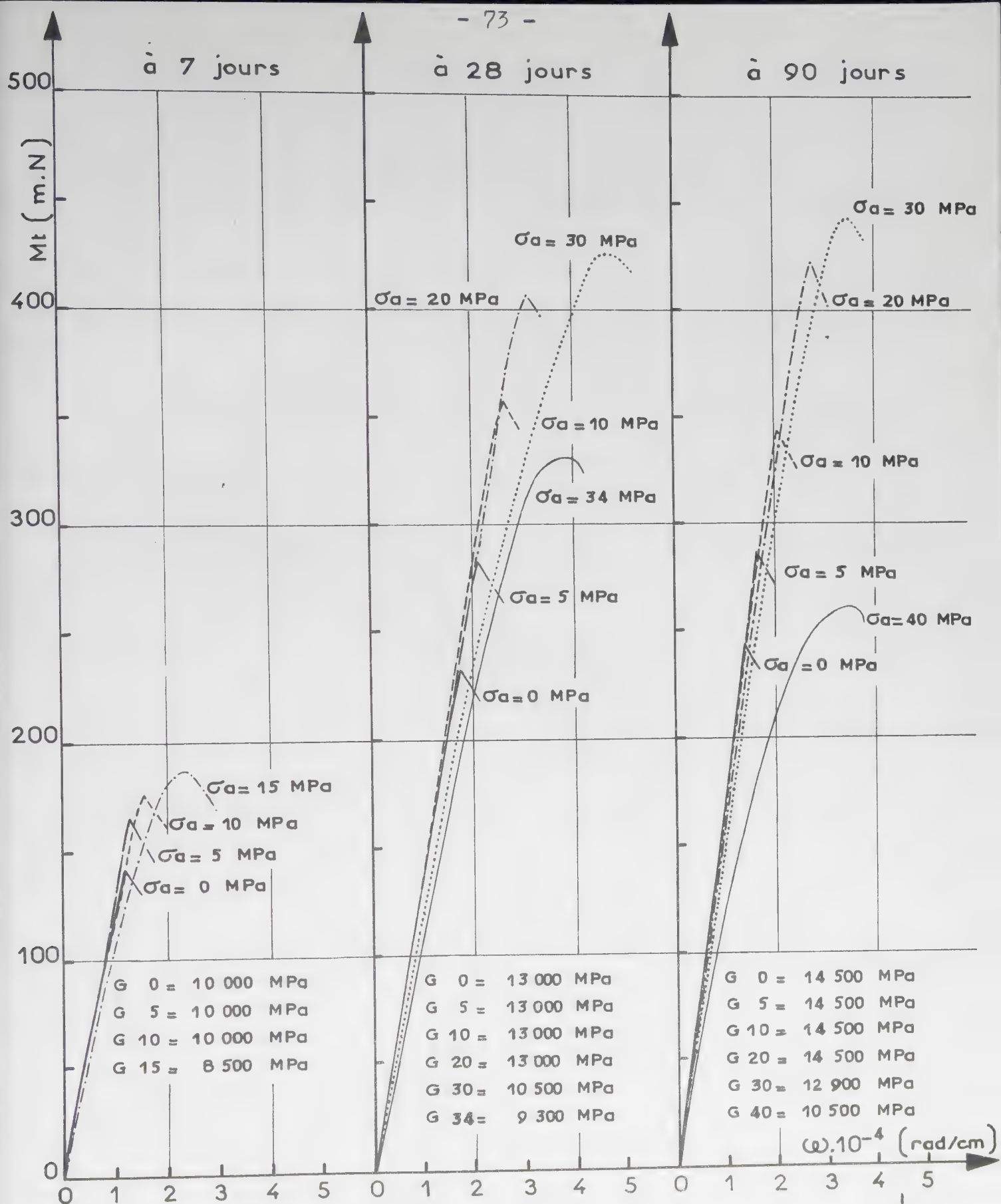
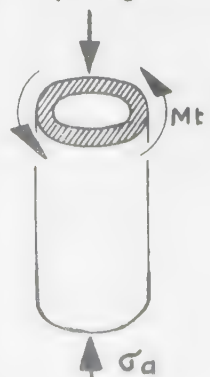


Fig. 2.11 - Courbes Effort-Déformation en Torsion pour différentes contraintes de compression axiale.

MORTIER ISO à saturation ($W = 8 \text{ à } 11 \%$)

Eprouvettes Tubulaires : diam. 60/30, haut. 170 mm





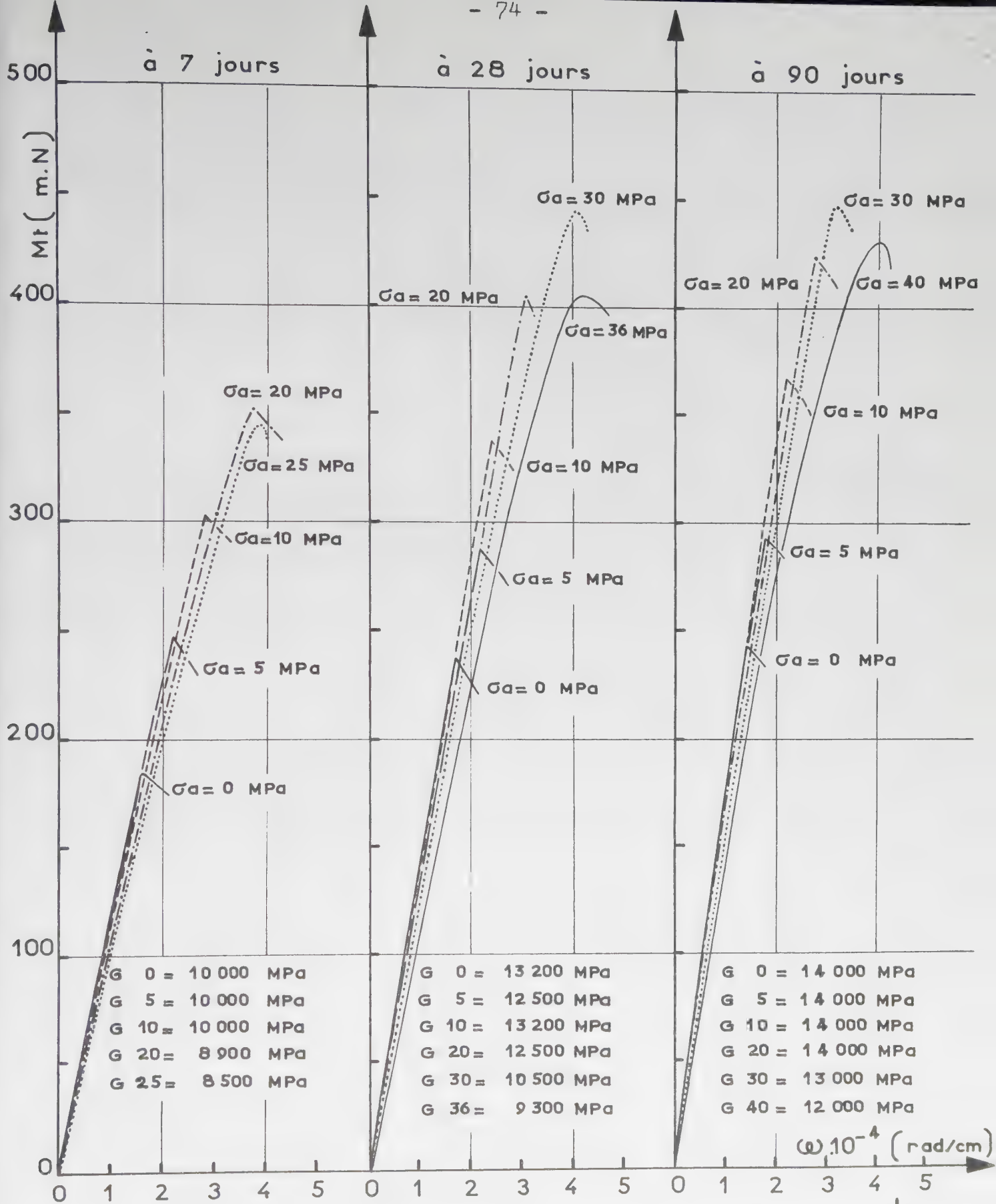
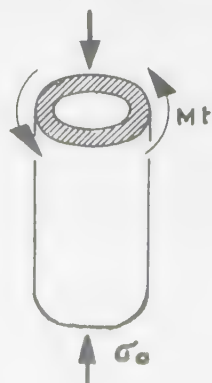


Fig. 2.12 _ Courbes Effort-Déformation en Torsion pour différentes contraintes de compression axiale

MORTIER ISO à faible teneur en eau ($w = 3 \text{ à } 5 \%$)
 Eprouvettes Tubulaires : diam. 60/30, haut. 170 mm





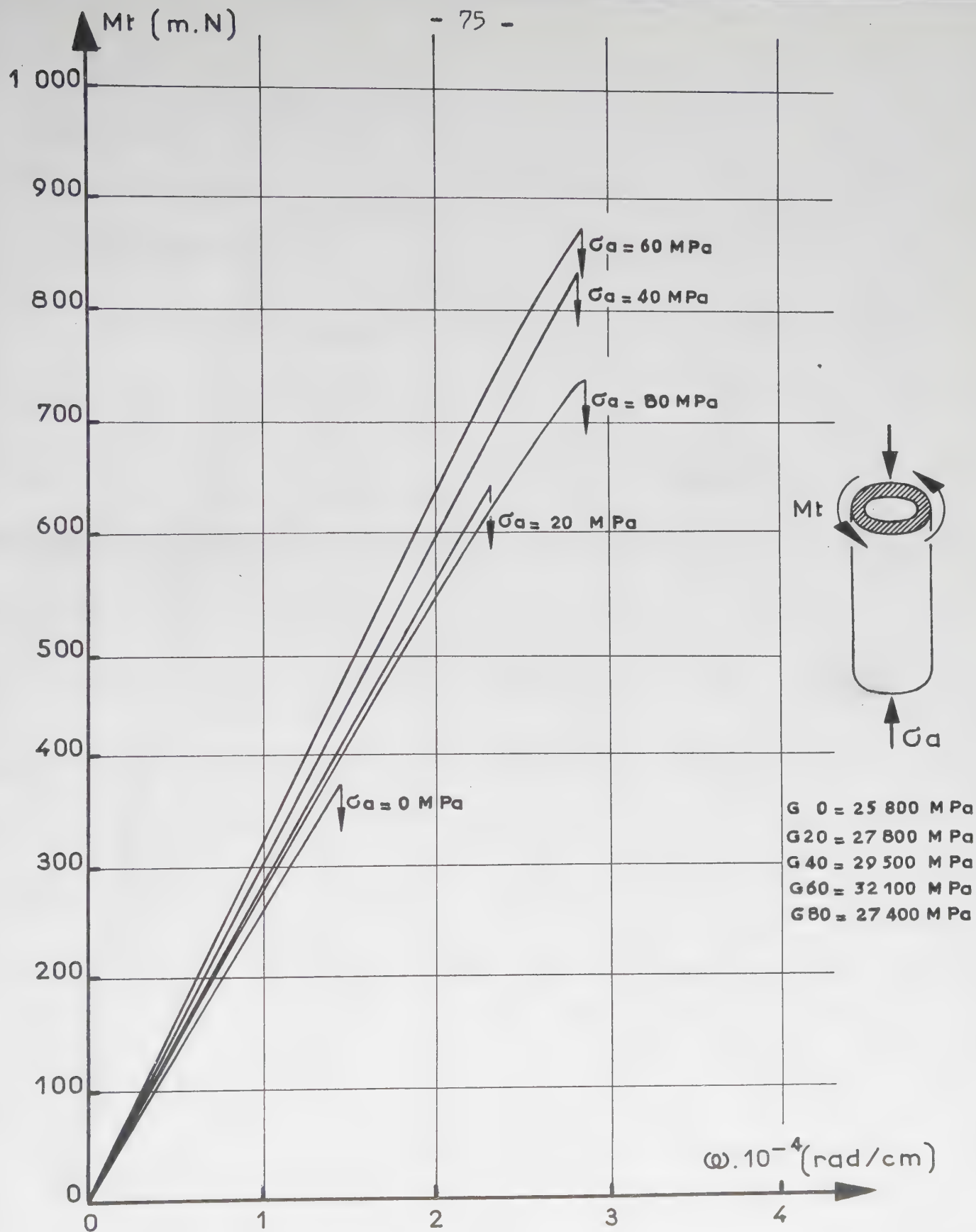


Fig. 2.13 – Courbes de Déformation en Torsion

pour différentes contraintes de compression axiale σ_a

MARBRE DE VILETTE

Eprouvettes Tubulaires : diam. 59.5 / 40.2 – haut. 170 mm

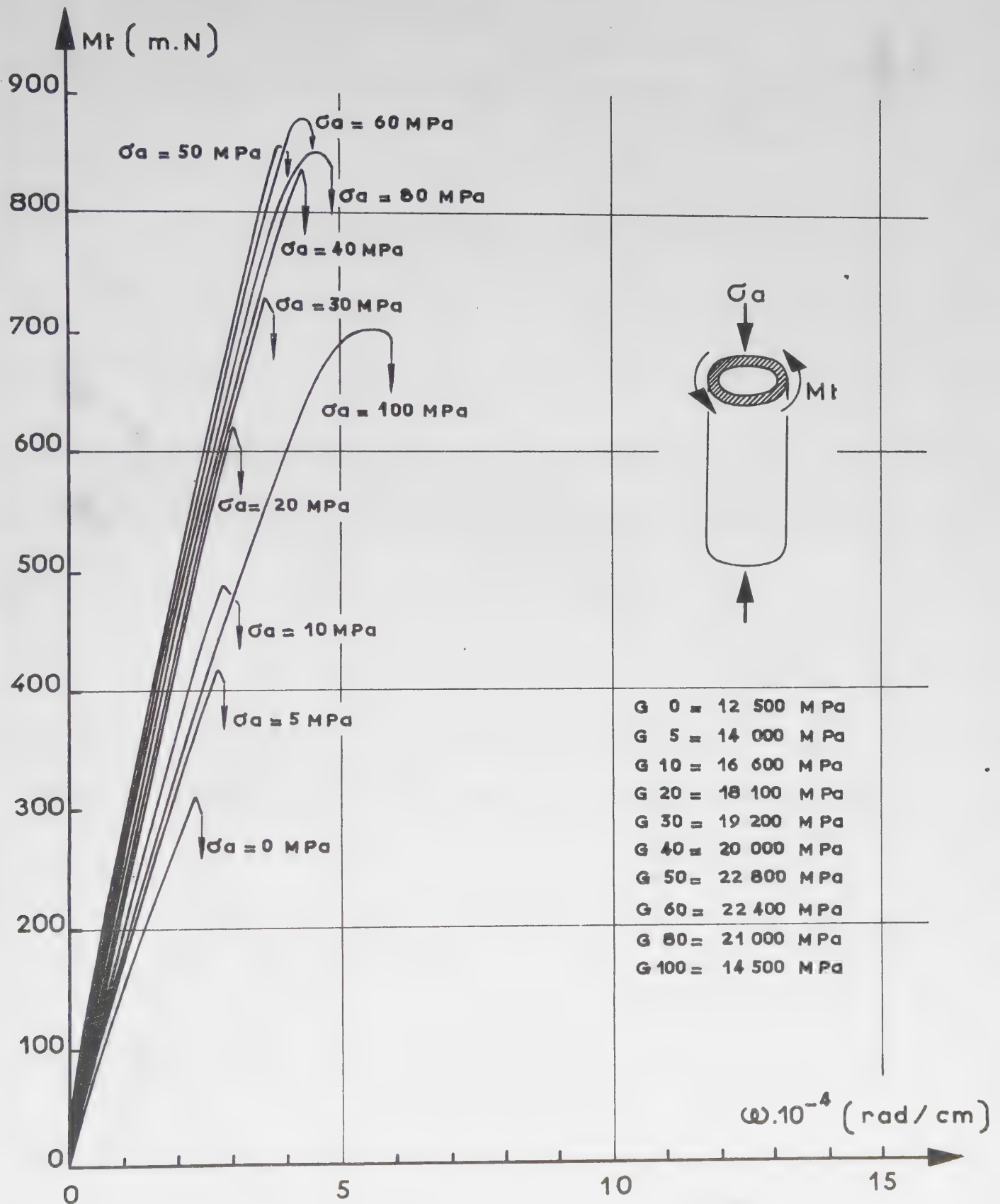


Fig. 2.14_ Courbes de Déformation en Torsion
pour différentes contraintes de compression axiale σ_a

GRANITE DE BROMMAT

Eprouvettes Tubulaires : diam. 60/30 - haut. 170 mm

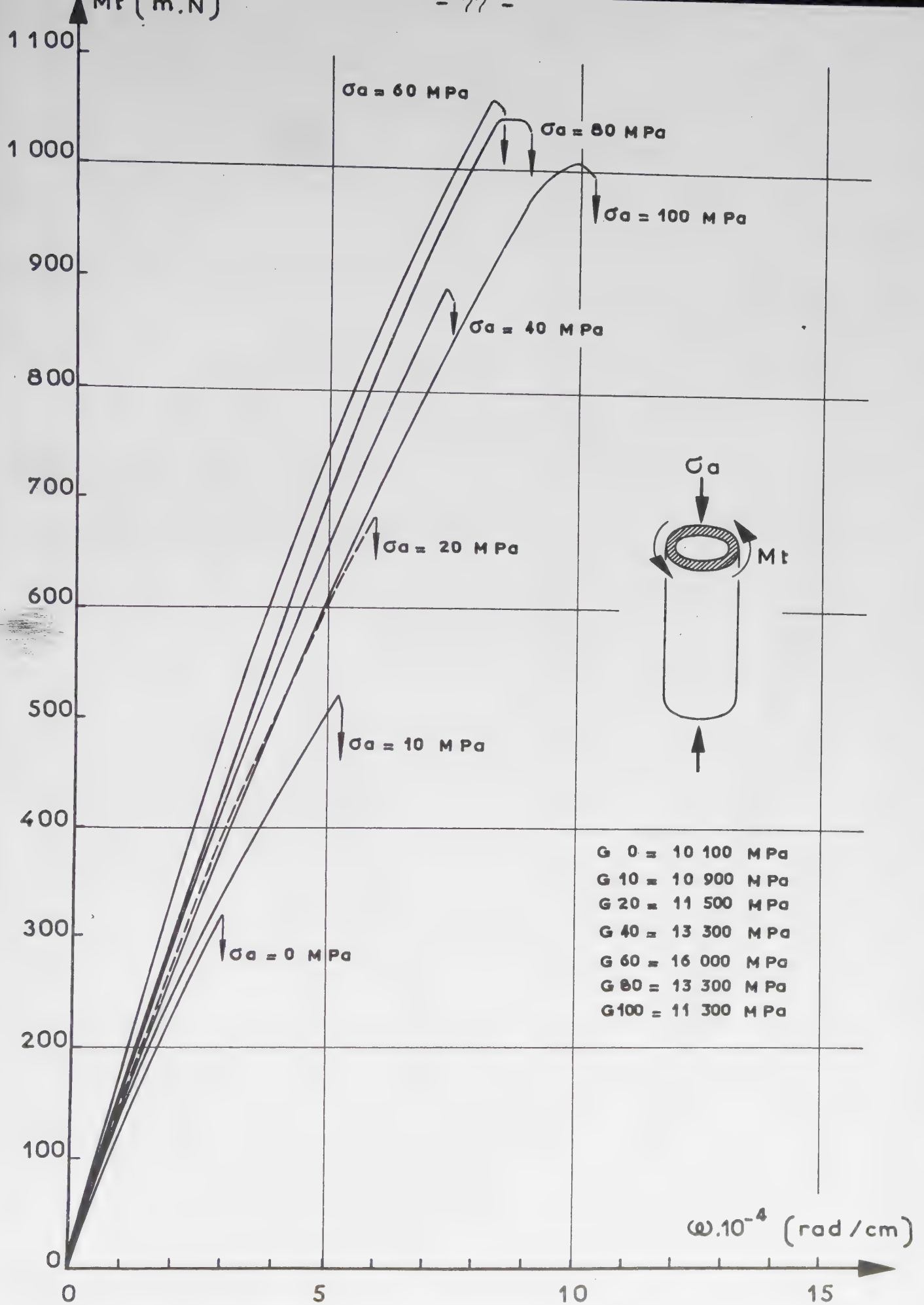


Fig. 2.15 - Courbes de Déformation en Torsion
pour différentes contraintes de compression axiale σ_a
GRANITE DE CORBIERE
Eprouvettes Tubulaires : diam. 60/30 - haut^r 170 mm



Eprouvette cylindrique : diam. 70 mm

haut. 140 mm



GRANITE DE BROMMAT

σ_1 MPa

150

120

90

60

30

1er Cycle	E = 40 700	MPa
2e	E = 49 000	MPa
3e	E = 55 500	MPa
4e	E = 58 600	MPa
5e	E = 61 000	MPa

$\nu = 0.22$

$\epsilon \cdot 10^{-6}$

1 000

500

0

2 000

$\epsilon \cdot 10^{-6}$

Fig. 2.16 _ Courbes de Déformation en Compression monoaxiale



Au contraire, au-dessus du seuil de microfissuration, de nouvelles fissures apparaissent et provoquent une diminution de la rigidité de torsion de la roche.

La valeur du seuil de rigidité déterminée par les essais de torsion-compression axiale coïncide bien avec les valeurs du seuil de microfissuration déterminées par d'autres auteurs. Par la méthode des répliques, TOURENQ (2.9) a montré sur un granite que les amorces ou les allongements des fissures, c'est-à-dire le seuil de microfissuration, apparaissent lorsque la charge monoaxiale atteint environ 40 % de la charge de rupture. De même, PERAMI (2.8) a mis en évidence le seuil de microfissuration du granite de Saint-Germain de Modéon (Côte d'Or) pour un effort de compression correspondant à environ 35 - 40 % de la charge de rupture. Les seuils de rigidité que nous avons déterminés sur des granites sont du même ordre de grandeur que ces valeurs :

Nature de la roche	Seuil de rigidité (MPa)	Seuil de rigidité
		Résistance à la compression
Granite de Brommat	50	36 %
Granite de Corbière	60	40 %
Marbre de Vilette	50 - 60	42 - 50 %

II. 3-3 - Influence d'une pression hydrostatique.

Nous avons également réalisé des essais de torsion sur des éprouvettes tubulaires frettées hydrostatiquement. La pression de confinement est maintenue constante pendant toute la durée de l'essai (voir appareillage et mode opératoire dans le chapitre I).

Les courbes de déformation (1) obtenues sur le marbre de Vilette (fig. 2.17) pour des pressions hydrostatiques variant de 0 à 60 MPa, dénotent un comportement élastique.

(1) Ce sont toujours des courbes 1. Le couple est porté en ordonnée et la déformation spécifique en abscisse.



fragile de la roche. Notons cependant qu'à partir d'une pression isotrope de 40 MPa, l'extrémité de la courbe des déformations de torsion n'est plus linéaire. Ce coude est à rattacher à un début de glissement des cristaux de calcite les uns par rapport aux autres.

L'influence de la pression de confinement p sur le coefficient d'élasticité G que nous désignerons G_p ($M_t = G_p I_0 \omega$) est bien apparente. Le module d'élasticité G_p croît avec la pression de confinement, puis à partir de 40 MPa se stabilise (fig. 2.17).

Sur la craie sèche de Sancerre, nous avons remarqué que le module d'élasticité G_p passe par un maximum (fig. 2.18). Dans un premier temps, le module de torsion croît avec la pression de confinement p . La craie dont la densité augmente avec la pression hydrostatique p (2.10), subit un durcissement qui améliore son module. Dans un second temps, à partir de $p = 10$ MPa, le module d'élasticité décroît de plus en plus, la craie semblant remaniée.

Le comportement de la craie évolue également en fonction de la contrainte hydrostatique. Lorsque p est inférieur à 10 MPa, la craie présente un comportement élastique pseudo-fragile. La rupture apparaît assez brutalement mais est précédée d'un léger coude sur la courbe Effort - Déformation (fig. 2.18). Ce coude traduit une rupture des liaisons du squelette à la périphérie de l'éprouvette et un début de glissement des particules crayeuses. Nous l'avons considéré comme la limite d'élasticité.

Pour des pressions hydrostatiques supérieures à 10 MPa, les courbes Effort - Déformation s'infléchissent davantage, les déformations plastiques sont de plus en plus marquées et la limite d'élasticité de la craie finit par diminuer.

Notons que pour de tels essais, la vitesse d'application du couple (ici de 1 m.N/s.) a une grande influence sur la déformabilité de la craie.



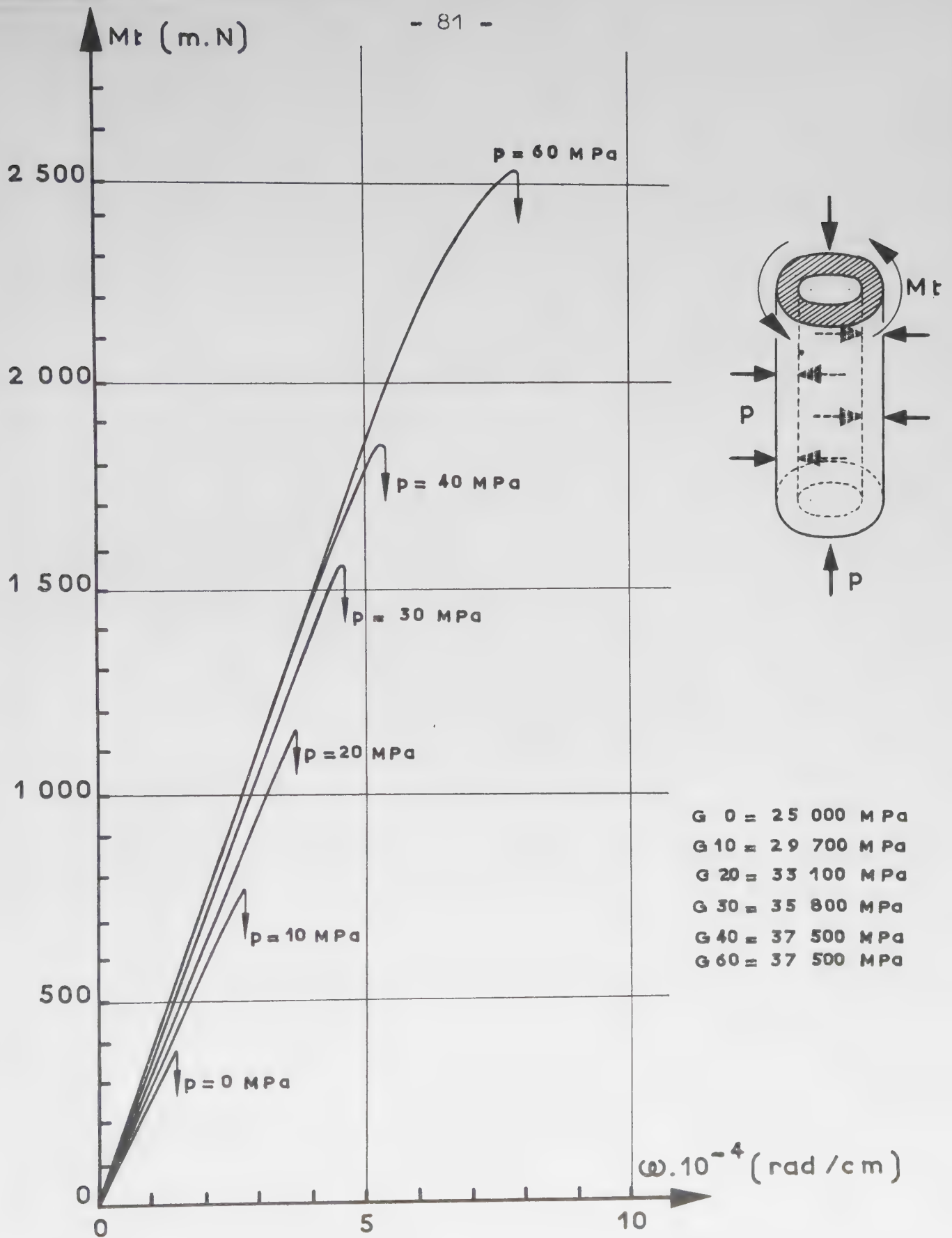


Fig.2.17_ Courbes de Déformation en Torsion pour différentes contraintes hydrostatiques p

MARBRE DE VILETTE

Eprouvettes Tubulaires : diam. 59.5 / 40.2 - haut^r. 170 mm



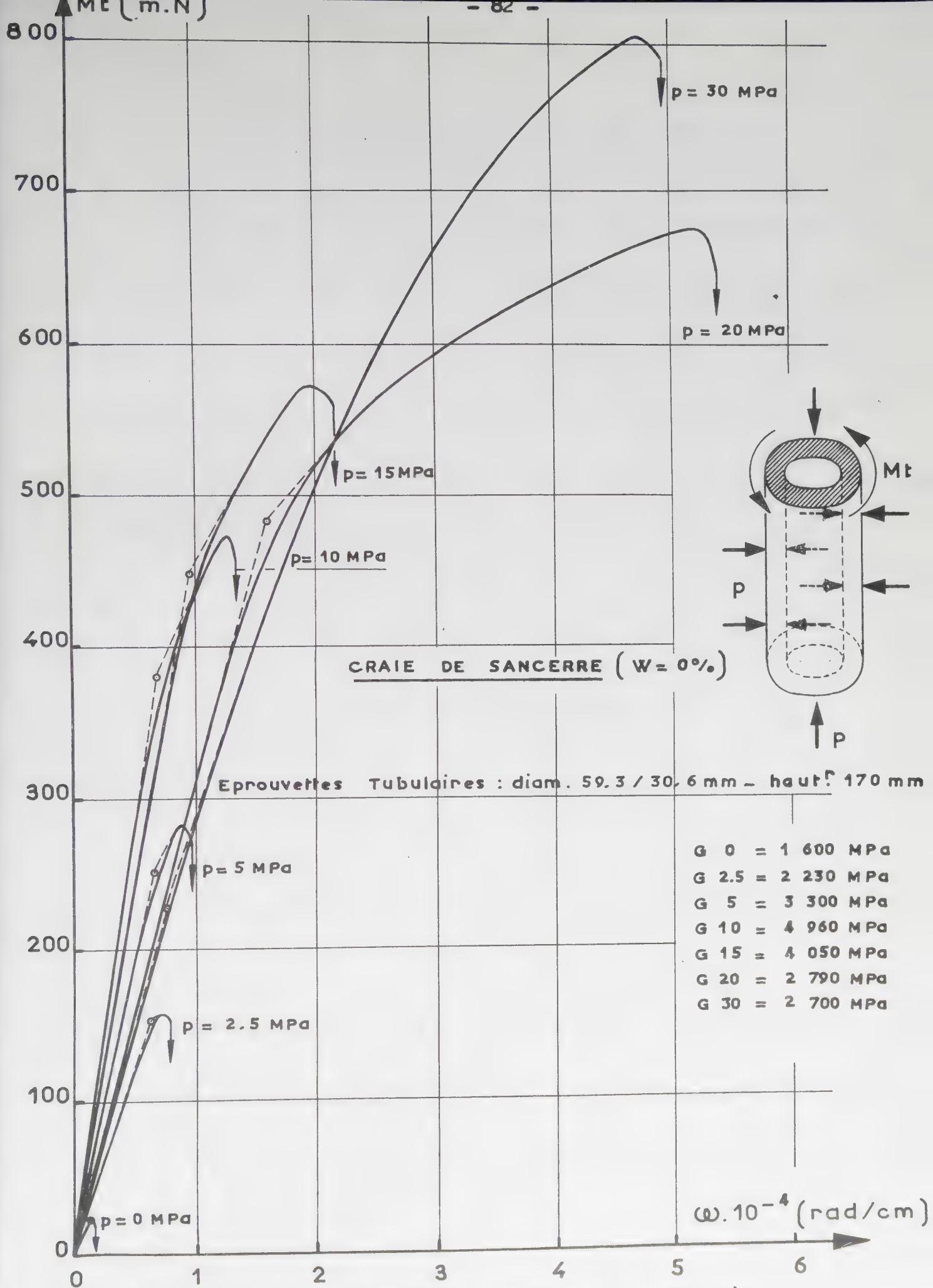


Fig. 2.18 — Courbes de Déformation en Torsion
pour différentes contraintes hydrostatiques p



II. 3-4 - Influence de la durée de chargement.

La plupart de nos essais de torsion se sont déroulés à une vitesse de variation du couple de 5 m.N/s., c'est-à-dire à une vitesse quasiment instantanée lorsqu'on désire étudier l'influence du facteur temps.

Malheureusement, les expériences de fluage sont longues et nécessitent l'immobilisation complète du matériel. Dans ces conditions, nous n'avons pu réaliser de telles expériences et nous ne ferons, ici, que rappeler les quelques rares essais de fluage en torsion décrits dans la littérature et les conclusions auxquelles ont abouti leurs auteurs.

En 1956, à la suite d'essais de fluage en torsion pure sur du gabbro et du granodiorite, réalisés grâce à une technique extensométrique très sensible, LOMNITZ (2.11) conclut à une loi de fluage en torsion de la forme :

$$\chi(t) = \frac{t}{G} \left[1 + q \operatorname{Log} (1 + at) \right]$$

$\chi(t)$ = déformation

t = contrainte de cisaillement

G = module de Coulomb

t = temps

q et a = constantes.

Cette loi n'est applicable que lorsque la contrainte de fluage est inférieure à la résistance ultime (transient creep). Elle ressemble à la loi de fluage de GRIGGS (2.12) :

$$\chi(t) = A + B \operatorname{Log} \tau + Ct$$

où le premier crochet représente la première phase du fluage (elastic flow) et le second, la deuxième phase du fluage (pseudoviscous-flow).

Ces essais de torsion sous faibles contraintes et de durée courte (1) ont montré que :

- la déformation différée et la vitesse de cette déformation sont directement proportionnelles à la contrainte appliquée.

(1) La durée moyenne de ces essais est de 3 jours.



- la vitesse de déformation est inversement proportionnelle au temps d'application de la contrainte.

De même, les essais de fluage en torsion que réalisa VENUAT (2.13) montrent une proportionnalité satisfaisante entre la déformation de torsion et la contrainte appliquée.

Ces considérations montrent que le fluage en torsion, c'est-à-dire sous un effort de cisaillement, n'a pas un caractère différent de celui que l'on connaît sous une charge monoaxiale. Les lois qui le régissent sont d'un type tout à fait semblable.

II. 4 - LES DEFORMATIONS DE TORSION DES ROCHES ANISOTROPES.

II. 4-1 - Anisotropie des déformations de torsion.

Les caractéristiques de déformation variant avec l'orientation de l'effort par rapport à la structure, nous analyserons les phénomènes observés lorsque l'axe de l'effort de torsion est orienté selon diverses directions. Nous examinerons ensuite l'influence de la pression de confinement sur les déformations de torsion.

II. 4-1-1 - Anisotropie en torsion pure.

Sur le tuffeau de Touraine, nous avons confectionné trois lots d'éprouvettes cylindriques orientées $\alpha = 0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$ (1).

L'analyse des courbes de déformations en torsion pure révèle que le comportement de la roche est identique quelle que soit l'orientation de la direction de la sollicitation (fig. 2.19). L'anisotropie de torsion apparaît dans les résistances que nous étudierons ultérieurement et dans les déformations.

Lorsque la stratification est parallèle à l'axe de l'effort de torsion, la rigidité du matériau est la plus élevée. La plus grande longueur des vides intergranulaires est alors orientée selon l'axe du couple.

(1) Nous rappelons que α désigne l'angle que fait l'axe de l'éprouvette avec la normale aux plans de stratification ou de schistosité.



La rigidité de torsion est minimum pour une stratification inclinée à 45° par rapport à l'axe de torsion. Les cycles de charge et de décharge font apparaître les plus grandes irréversibilités.

Enfin, lorsque la stratification devient perpendiculaire à l'axe, la rigidité reste très voisine de celle correspondant à une orientation $\alpha = 45^\circ$ (fig. 2.20a).

En ce qui concerne l'étude de l'anisotropie des déformations de torsion des schistes, il apparaît des différences de comportement selon les orientations de la structure par rapport à l'effort de torsion.

Pour un couple de torsion dont l'axe est situé dans un plan de schistosité, nous voyons apparaître sur les courbes Effort - Déformation, au fur et à mesure que s'élève l'amplitude des cycles, une partie rectiligne parallèle à l'axe du couple, de plus en plus marquée au départ des courbes de décharge (fig. 2.21). Nous avons déjà fait cette observation à une échelle moindre dans le cas des roches statistiquement isotropes où l'ouverture préférentielle des fissures dirigées selon la contrainte principale de compression σ_1 donne le même aspect. Dans le cas d'un schiste, les fissures ont une orientation bien précise, généralement planaire. Pour une éprouvette orientée $\alpha = 90^\circ$ et soumise à un effort de torsion, les fissures situées dans les plans diamétraux de schistosité sont sollicitées en glissement pur et celles situées dans les plans tangents ne subissent théoriquement aucune contrainte. Ainsi, la déformation de torsion apparaît comme la résultante d'une déformation essentiellement fissurale au voisinage du plan diamétral de discontinuités et d'une déformation essentiellement matricielle à proximité du plan diamétral qui lui est perpendiculaire. La fissuration peut donc se propager localement et principalement le long des plans diamétraux de discontinuités, sans pour autant fragmenter l'éprouvette. Le départ des courbes de décharge qui reste parallèle à l'axe du couple, le montre (fig. 2.21). Par contre, lorsque la schistosité est inclinée par rapport à l'axe de torsion, les éprouvettes se déforment davantage (fig. 2.20b) et le développement de la fissuration conduit très rapidement à la fragmentation.



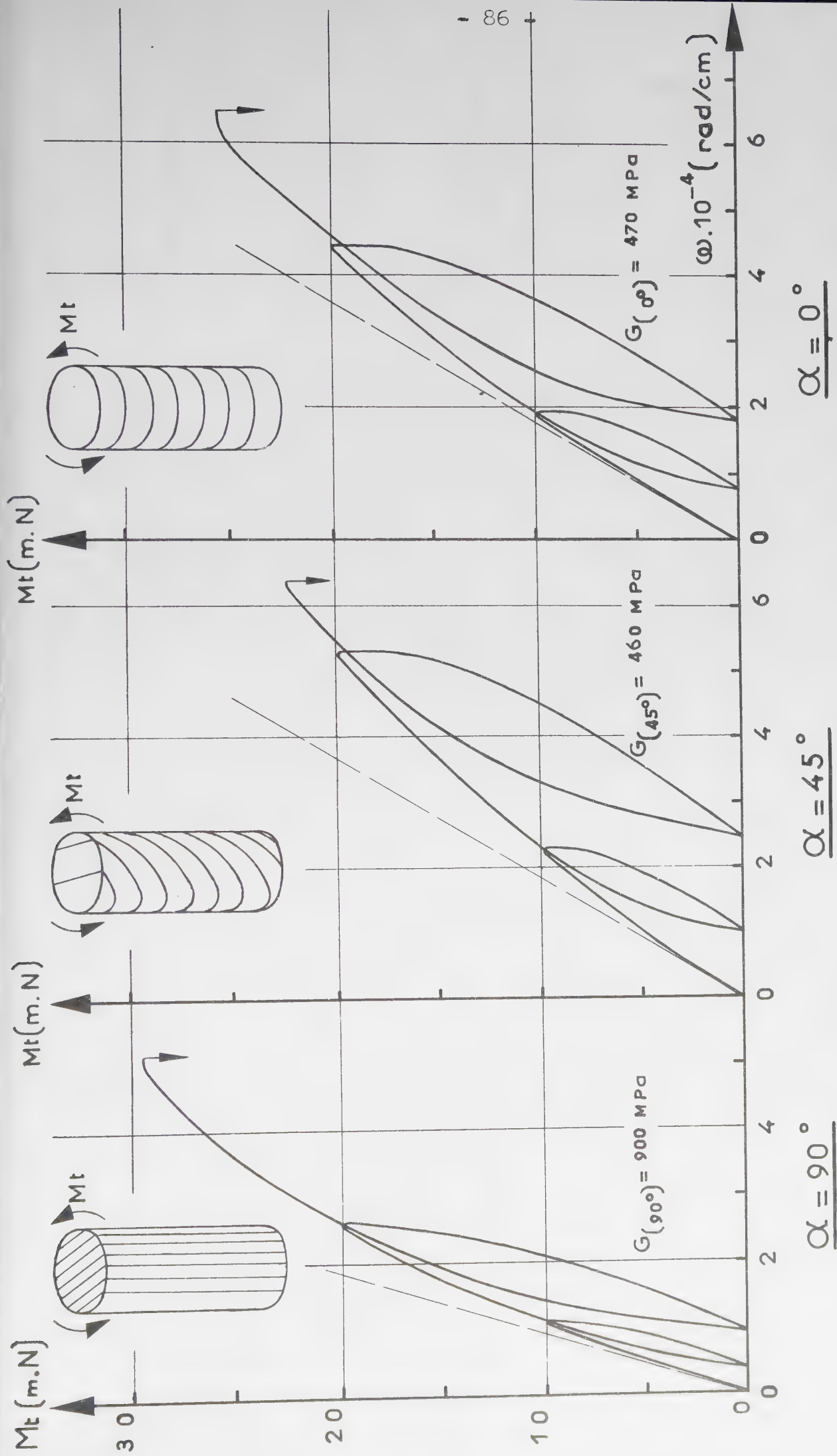


Fig. 2.19_ Courbes de Déformation en Torsion pure selon différentes Directions

TUFFEAU DE TOURAINE

Eprouvettes cylindriques : diam. 59.2 mm - haut. 170 mm



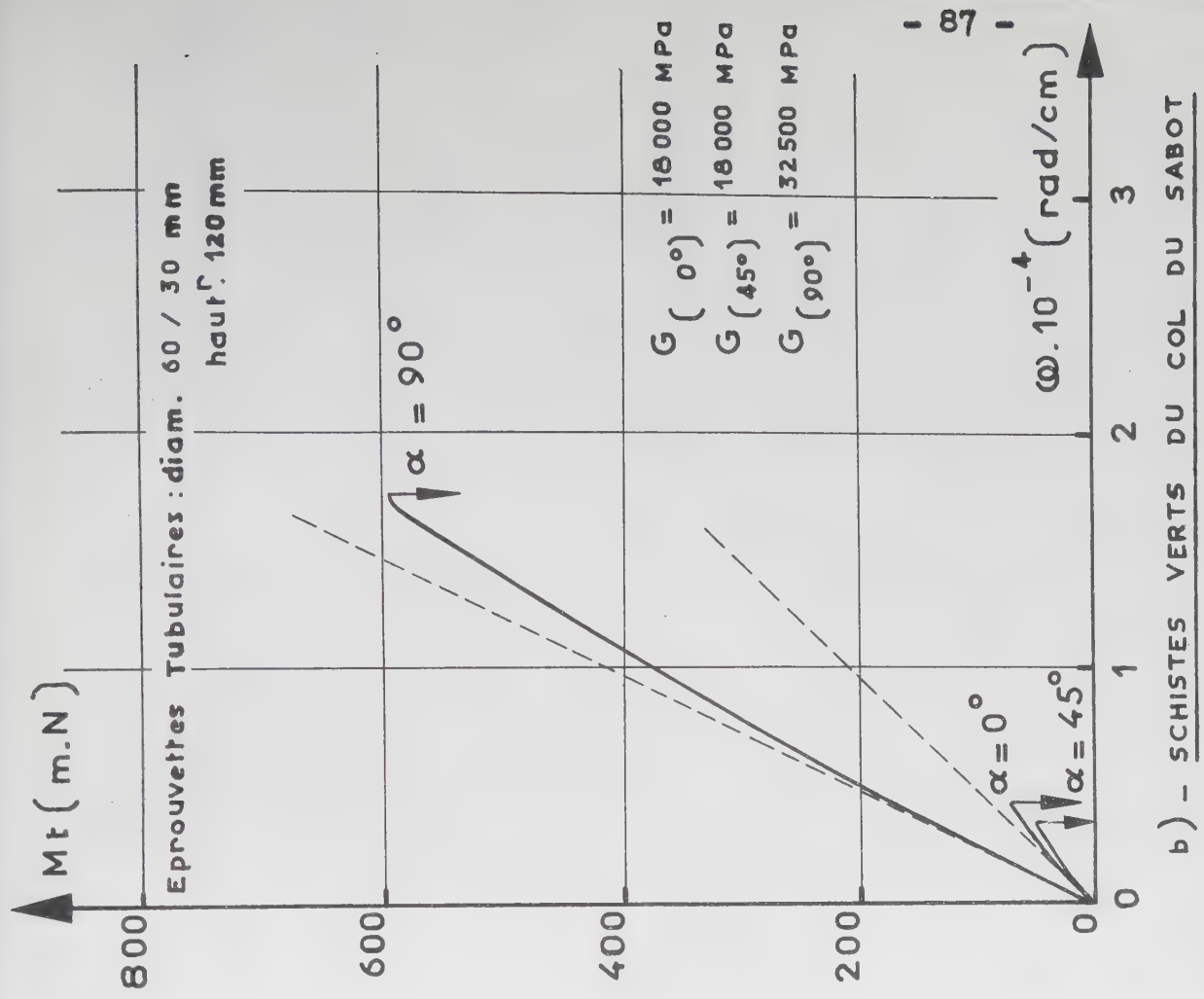
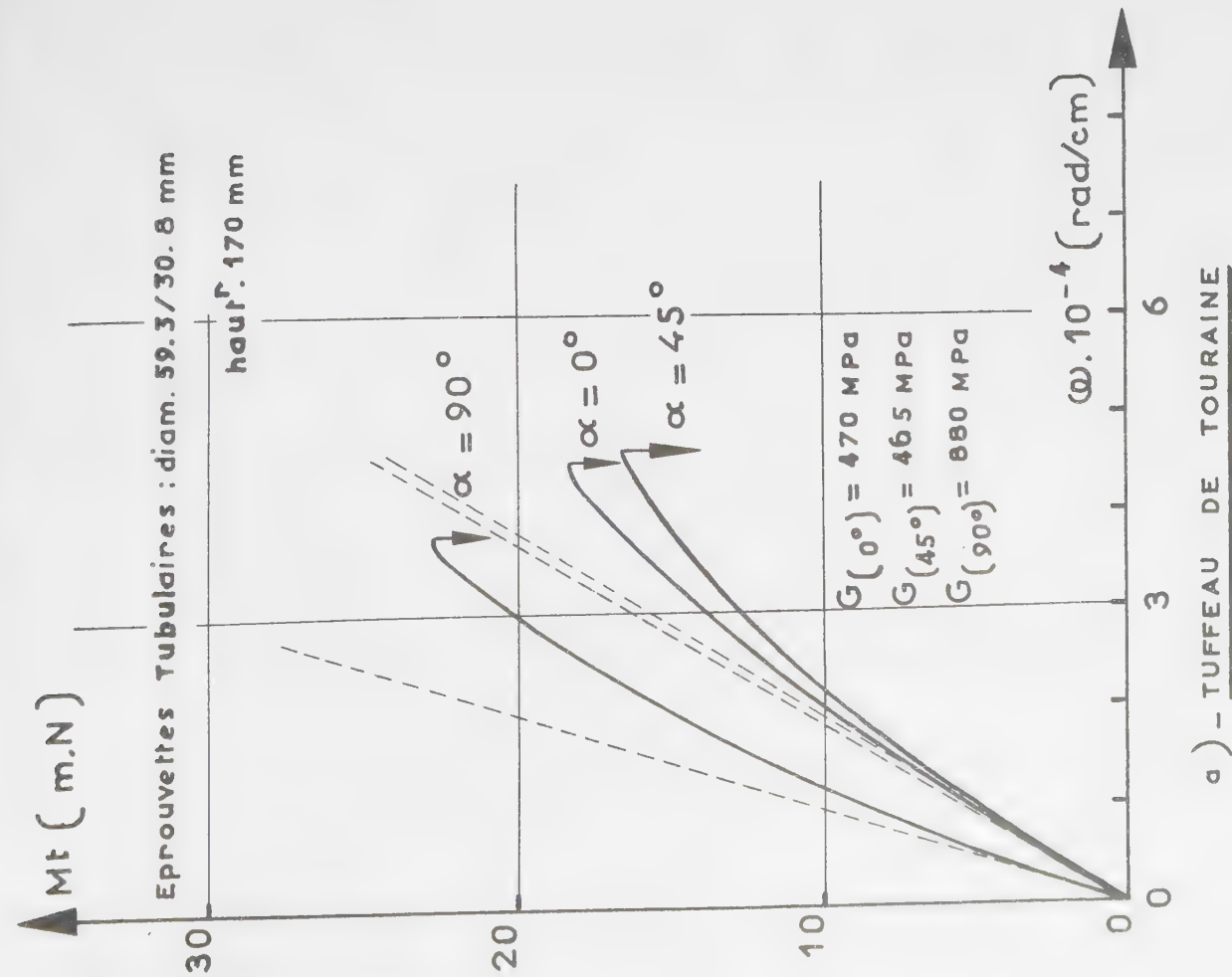


Fig. 2.20 – Courbes de Déformation en Torsion pure

selon différentes orientations de la structure : $\alpha = 0^\circ$, 45° , 90° .



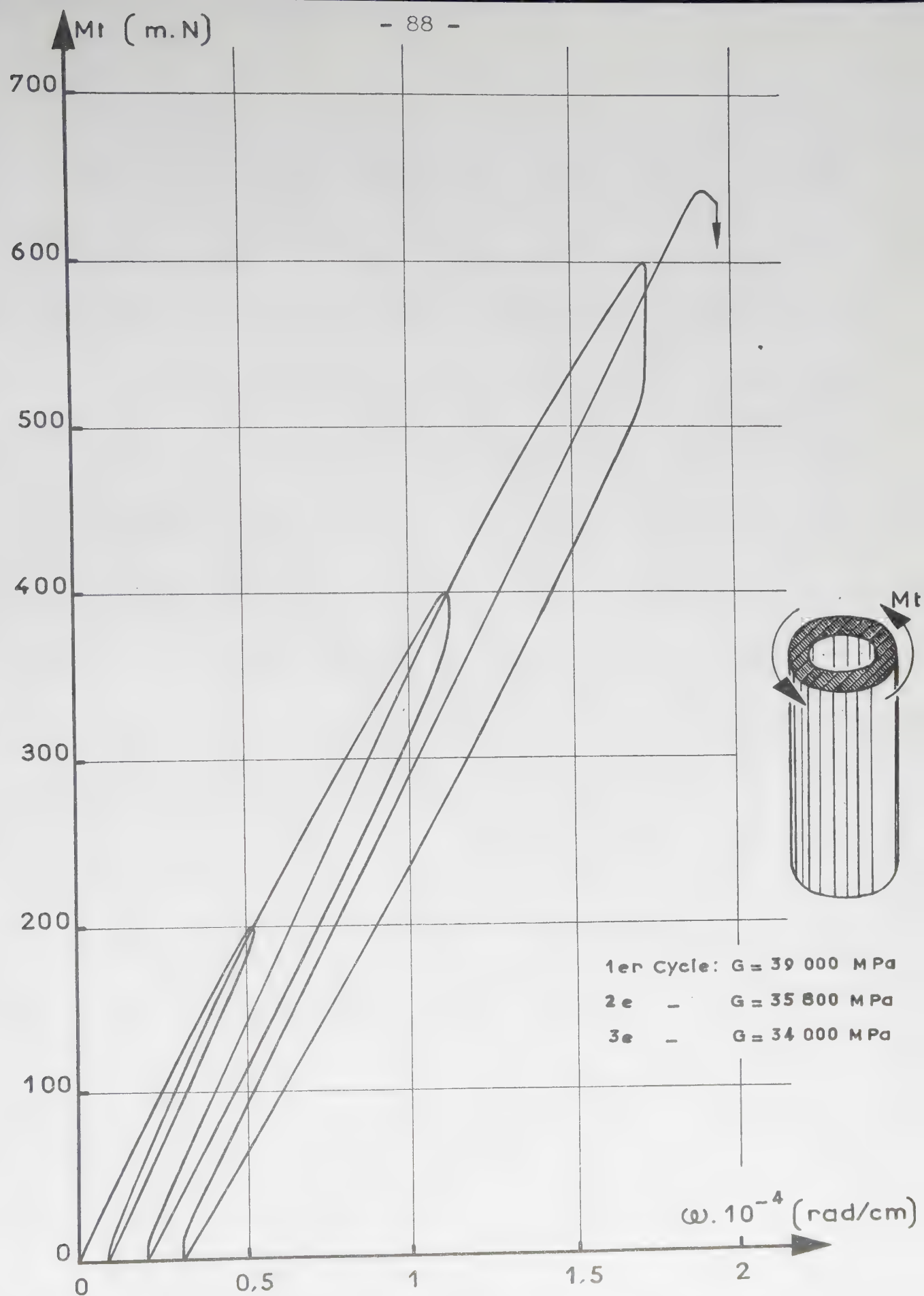


Fig. 2.21 - Courbe de Déformation en Torsion pure

SCHISTES VERTS DU COL DU SABOT - $\alpha = 90^\circ$
 Eprouvette Tubulaire : diam. $59.7/30.4^{\text{mm}}$ - haut. 170 mm



Dans ce cas, la dispersion des mesures devient gigantesque au point que nous n'avons pas pu distinguer laquelle des deux courbes de torsion ($\alpha = 45^\circ$ et $\alpha = 0^\circ$) possède la plus grande rigidité (fig. 2.20b).

II. 4-1-2 - Anisotropie en torsion avec pression de confinement.

L'influence de la pression de confinement sur les déformations de torsion apparaît sur les courbes Effort - Déformation obtenues sur les schistes du Col du Sabot selon deux directions (fig. 2.22).

Ces schistes ainsi sollicités présentent les déformations d'un matériau à comportement élastique fragile. La rupture apparaît brusquement mais les courbes de déformation se prolongent généralement par un palier.

Pour une orientation de la schistosité parallèle à l'axe de torsion ($\alpha = 90^\circ$), le palier marque une progression de la fissuration en direction du centre de l'éprouvette. La rupture est gênée par le faible élanement de l'éprouvette et la fragmentation n'est pas immédiate.

Ces paliers sont mieux développés pour une torsion à axe perpendiculaire aux plans de schistosité ($\alpha = 0^\circ$). Dans ce cas, la fissuration, puis la rupture, se propagent selon les plans de schistosité perpendiculairement à l'axe de torsion de sorte que les lèvres des fissures entrent en frottement sous l'effet du couple. Malheureusement, la rupture des membranes d'isolement ne permet pas de prolonger très loin les courbes.

Enfin, pour une torsion dont l'axe est à 45° de la schistosité, les courbes s'interrompent brusquement au moment de la fragmentation.

La pression de confinement agit également sur le module d'élasticité de torsion G_p .

Dans le cas des schistes du Col du Sabot, le coefficient G_p croît avec la pression de confinement, puis se stabilise lorsque p atteint 20 MPa (fig. . . . et fig. . . .). Nous n'avons pas poursuivi nos essais au-delà de la pression de



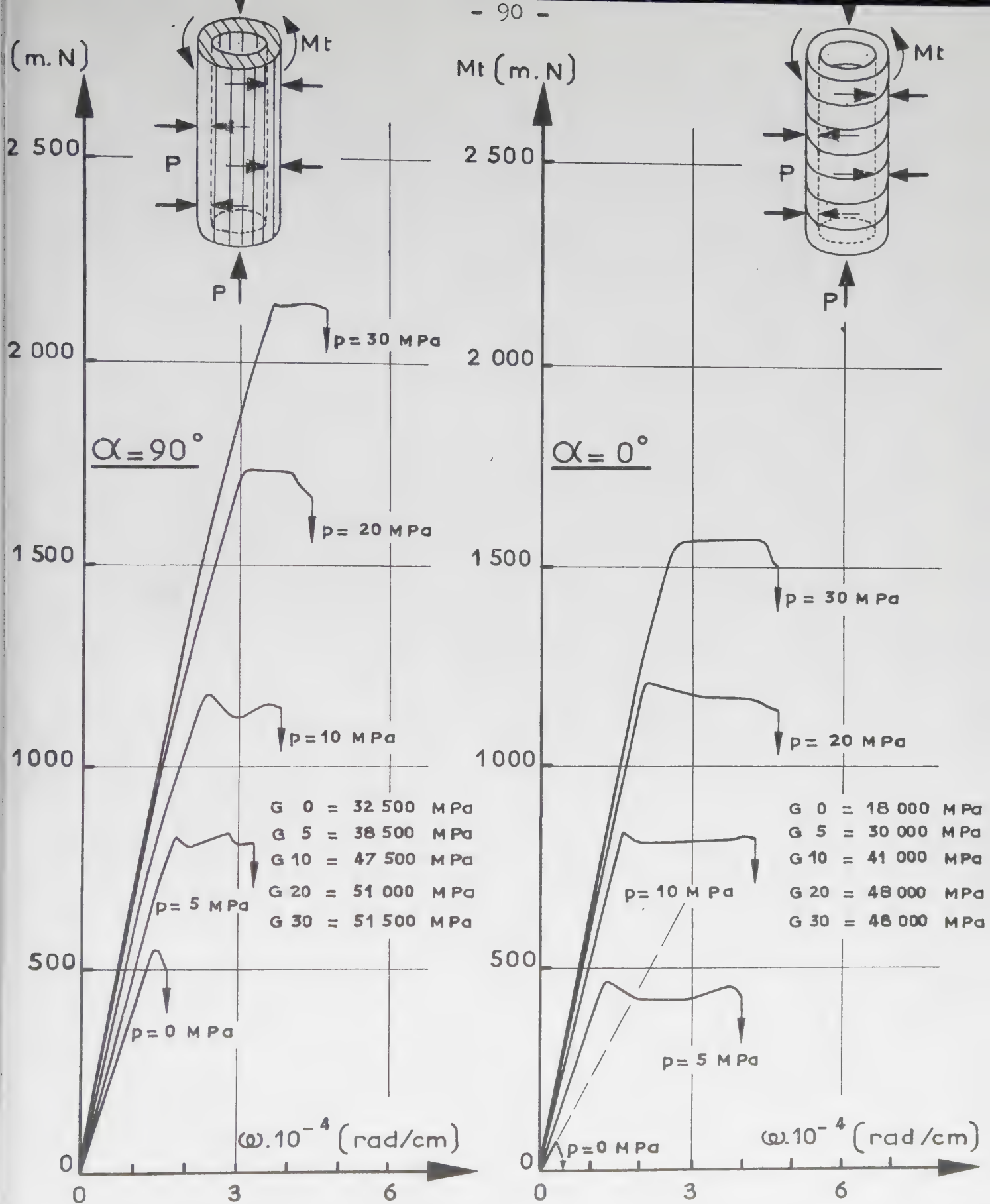


Fig. 2.22 - Courbes de Déformation en Torsion
 selon diverses Directions
 et pour différentes Pressions de Confinement p
SCHISTES VERTS DU COL DU SABOT
 Eprouvettes Tubulaires : diam. 59.7/30.4 mm - haut. 100 mm



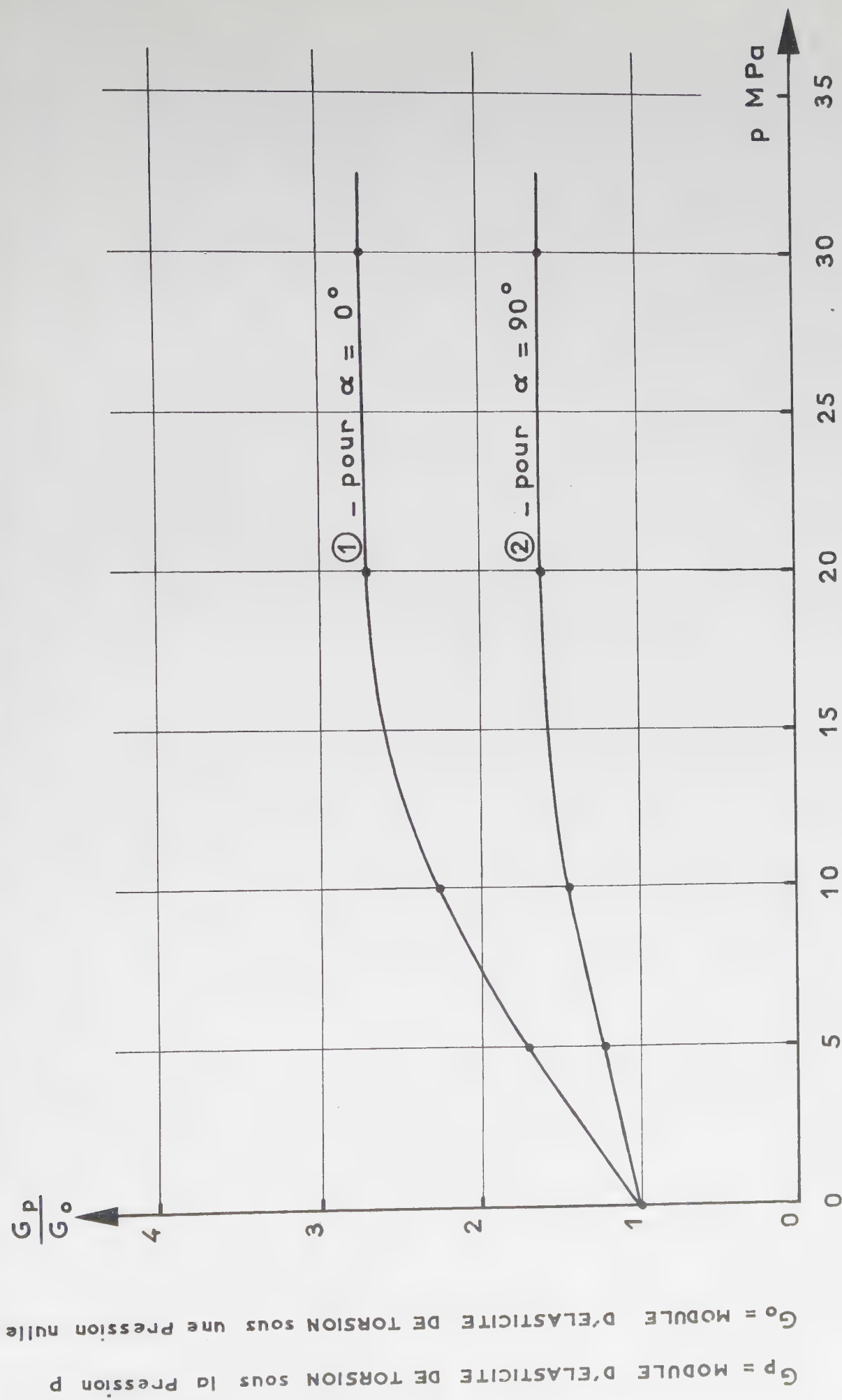


Fig. 2. 23 - Variations du rapport $\frac{G_p}{G_o}$ en fonction de la pression de confinement p

SCHISTES VERTS DU COL DU SABOT



30 MPa, mais il serait intéressant de connaître l'évolution de la courbe lorsque les contraintes augmentent encore. Cependant, nous avons constaté sur les schistes du Col du Sabot que la croissance relative du module d'élasticité de torsion en fonction de la pression de confinement est plus forte pour une schistosité perpendiculaire à l'axe de torsion ($\alpha = 0^\circ$) que parallèle ($\alpha = 90^\circ$) (fig. 2.23). Cette dernière observation confirme le rôle prépondérant du serrage des fissures sur l'amélioration des caractéristiques de déformabilité de torsion de la roche.

II. 4-2 - Détermination des constantes élastiques.

Les calculs relatifs aux déplacements et à l'évolution du tenseur des contraintes au sein d'un massif dont les conditions d'équilibre sont modifiées, nécessitent de connaître les caractéristiques de déformabilité du massif, c'est-à-dire la matrice des modules élastiques du milieu rocheux supposé continu.

Dans la pratique, on se ramène toujours à une roche ayant une symétrie d'ordre supérieur ou égal à celle du système orthorhombique, c'est-à-dire à une roche possédant au maximum neuf modules élastiques différents que l'on peut représenter par la matrice suivante (2.14) :

$$\begin{array}{cccccc}
 E_x & -\frac{E_x}{\nu_{xy}} & -\frac{E_x}{\nu_{xz}} & 0 & 0 & 0 \\
 | \cdot & E_y & -\frac{E_y}{\nu_{yz}} & \cdot & 0 & 0 \\
 \cdot & \cdot & E_z & \cdot & \cdot & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \mu_{yz} & 0 & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \mu_{zy} & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \mu_{xy}
 \end{array}$$

E_x , E_y , E_z représentent les modules d'Young selon les trois axes de symétrie de la roche.



ν_{xy} , ν_{yz} , ν_{zx} représentent les coefficients de Poisson, et μ_{xy} , μ_{yz} , μ_{zx} les coefficients de cisaillement.

Ces coefficients élastiques peuvent être déterminés par différents essais : torsion pure, compression monoaxiale, ...

II. 4-2-1 - Constantes élastiques de torsion pure.

En réalisant des essais de torsion selon chacun des trois axes de symétrie x, y et z d'une roche orthotrope, nous pouvons connaître les trois coefficients de cisaillement.

Si nous désignons par C_x , C_y et C_z la rigidité de torsion selon ces trois axes, on peut démontrer que les relations qui les lient aux coefficients de cisaillement sont :

$$\begin{aligned} C_x &= I_0 \frac{\mu_{xy} + \mu_{zx}}{2} \\ C_y &= I_0 \frac{\mu_{yz} + \mu_{yx}}{2} \\ C_z &= I_0 \frac{\mu_{zx} + \mu_{zy}}{2} \end{aligned} \quad (14)$$

d'où les relations inverses :

$$\begin{aligned} \mu_{xy} &= \frac{1}{I_0} (C_x + C_y - C_z) \\ \mu_{yz} &= \frac{1}{I_0} (C_y + C_z - C_x) \\ \mu_{zx} &= \frac{1}{I_0} (C_z + C_x - C_y) \end{aligned} \quad (15)$$

Pour le tuffeau de Touraine, dont la symétrie est une orthotropie de révolution autour de l'axe x, les coefficients de cisaillement déterminés par torsion pure ont pour valeurs moyennes :

$$\begin{aligned} \mu_{xy} - \mu_{zx} &= 470 \text{ MPa} \\ \mu_{yz} &= 1\ 570 \text{ MPa} \end{aligned}$$



De la même façon, pour les schistes du Col du Sabot, qui présentent une symétrie du même type selon l'axe x :

Rigidité de torsion (1)	Valeur moyenne (N.m ²)	Coefficient de variation (2)
C_x	340 000	0,35
$C_y = C_z$	212 000	0,12

d'où $\tau_{xy} = \tau_{zx} = 18\ 000\ \text{MPa}$
 $\tau_{yz} = 40\ 000\ \text{MPa}$

La difficulté de cette étude réside dans la détermination des rigidités de torsion selon les différents axes de symétrie. Comme nous l'avons vu précédemment, les courbes obtenues en torsion pure sont rarement linéaires et élastiques, de sorte qu'il n'est pas possible d'appliquer strictement la loi de Hooke. Nous avons arbitrairement choisi la pente de la tangente au départ des différentes courbes de déformation.

Les résultats que nous avons obtenus sont beaucoup plus dispersés dès que l'axe de torsion s'écarte des plans de schistosité (tableau précédent). Selon ces orientations, la fissuration joue davantage sur les déformations.

II. 4-2-2 - Comparaison avec l'essai de chargement monoaxial.

A l'aide des essais de compression monoaxiale, on peut rechercher les 9 coefficients. Les essais orthotropes, c'est-à-dire ceux réalisés avec la direction de l'effort confondu avec un des axes de symétrie de la roche, déterminent les

(1) Ce sont les rigidités de torsion qui correspondent à des éprouvettes tubulaires de diamètres 59,7/30,4 mm.

(2) Le coefficient de variation est le rapport de l'écart type sur la moyenne.



6 premiers. Les essais clinotropes, c'est-à-dire ceux réalisés obliquement sur la structure mais dont l'effort est tout de même perpendiculaire à un axe de symétrie, permettent de déterminer les 3 coefficients de cisaillement (2.15).

La matrice des constantes élastiques obtenue à partir d'essais de compression monoaxiale sur les schistes du Col du Sabot est la suivante :

33	- 220	- 220	0	0	0	
.	98	- 490	.	0	0	
.	.	98	.	.	.	
.	.	.	41	0	0	$\cdot 10^3 \text{MPa}$
.	.	.	.	21	0	
.	.	.	.	.	21	

Les valeurs des coefficients de cisaillement que nous avons obtenues en torsion pure sont proches de celles de la matrice précédente. Nous indiquerons cependant que les valeurs des coefficients de cisaillement de torsion ne sont pas les moyennes arithmétiques de tous les essais réalisés. Nous avons volontairement éliminé les résultats correspondant aux éprouvettes à faibles caractéristiques mécaniques (1) pour lesquelles des fissures majeures conduisait à des valeurs très nettement inférieures.

II. 1 - COMPRESSION.

En deça du domaine de rupture, les roches présentent un comportement en torsion très semblable à celui que l'on observe en traction directe, et qui confirme le rôle prépondérant des contraintes de traction dans l'essai de torsion.

L'étude des courbes Effort - Déformation des roches en torsion montre une phase élastique, partiellement réversible et une phase de pseudo-anti-écrouissage au cours de laquelle

(1) dans le cas d'une torsion simple.



la limite du couple élastique s'abaisse, la fissuration se développant en direction du centre de l'éprouvette.

La contrainte de compression axiale à partir de laquelle se manifeste une perte de rigidité de torsion de l'éprouvette s'identifie au seuil de microfissuration de la roche.

Nous avons vu que le module de cisaillement des roches isotropes déterminé par les essais de torsion est toujours légèrement inférieur à celui calculé à partir des constantes élastiques de compression simple. Il en est de même pour une roche à anisotropie planaire discontinue où les mesures des constantes élastiques par torsion deviennent beaucoup plus dispersées que par compression.

Ces considérations mettent en évidence l'asymétrie des phénomènes accompagnant la traction et la compression. En traction, l'ouverture des lèvres des fissures conditionne grandement et de façon très irréversible la déformabilité d'une roche.



Liste bibliographique

- 2.1 SNEDDON, I. N., and BERRY, D. S., The classical Theory of Elasticity. Handbook der Physik. Von S. Flugge. Springer-Verlag, 1958.
- 2.2 MORLIER, P., Sur le module de cisaillement des roches. Rapports du deuxième Congrès de la société internationale de Mécanique des Roches. Belgrade 1970, p. 319 - 321.
- 2.3 HOUPERT, R., La rupture fragile des roches contrôlée au moyen d'une machine d'essai asservie. Comptes-rendus Acad. Sc. Paris, t. 275, 1972.
- 2.4 TOURENQ, C., A. DENIS, La résistance à la traction des roches. Rapport de recherche n° 4, Laboratoire des Ponts et Chaussées, Février 1970.
- 2.5 BRACE, W., Brittle Fracture of Rock. State of stress in the Earth's Crust-Elsevier, 1964, p. 111 - 178.
- 2.6 WALSH, J.B., The effect of cracks on the uniaxial elastic compression of rocks. I. Geophys. Res. 70, (2), 1965, p. 399 - 411.
- .7 PERAMI, R., B. THENOZ, Comparaison des comportements de divers granites soumis à des essais uniaxiaux de microfissuration. Le Colloque sur la fissuration des roches. Revue de l'Industrie minière, Paris 1969, p. 50 - 62.
- 2.8 PERAMI, R., Etude expérimentale de la microfissuration sous charge des solides hétérogènes. Colloque de géotechnique de Toulouse, Mars 1969, p. 1.41 à 1.56.
- .9 TOURENQ, C., Etude des mécanismes de rupture des roches par la méthode des répliques. Colloque de géotechnique de Toulouse, Mars 1969, p. 1.25 - . . .



- 2.10 DESSENNE, J.L., Etude rhéologique et géotechnique de la craie. Thèse présentée à l'Univ. de Grenoble, 1971, p. 95 - 181.
- 2.11 LOMNITZ, Creep measurements in igneous rocks. J. Geol. 1956, 64, 5, p. 473 - 479.
- 2.12 GRIGGS, D.T., Creep of rocks : Jour. Geology, V. 37, 1939, p. 225 - 251.
- 2.13 VENUAT, M., Les déformations sous charge du béton durci. Thèse présentée à la Fac. des Sc. de Paris, Avril 1970, Chapitre 3 - 4.
- 2.14 MASURE, P., Comportement des roches à anisotropie planaire discontinue. Application à l'étude de la stabilité des excavations souterraines. Thèse présentée à l'Univ. de Nancy. 1970.
- 2.15 SIRIEYS, P.M., Contribution à l'étude des lois de comportement des structures rocheuses. Thèse présentée à la Fac. des Sc. de l'Univ. de Grenoble, 1966.





CHAPITRE III

RUPTURES ET RESISTANCES MECANIQUES

DE TORSION



III. 1 - INTRODUCTION.

Dans les problèmes courants, la résistance est une propriété souvent beaucoup plus importante que la déformabilité. Elle permet à l'ingénieur de prévoir l'effort que peut supporter la roche sans que des dégradations ne l'affectent.

Cependant, au regard de la nature microscopique des phénomènes conduisant à la rupture et de la difficulté à définir parfaitement le tenseur des contraintes, l'analyse des phénomènes de rupture apparaît délicate.

Au cours de ce chapitre, nous dégagerons les différents types de ruptures présentés par les roches soumises à des efforts comprenant, entre autre, un effort de torsion. Au-delà de la détermination des paramètres caractérisant la résistance mécanique de la roche, nous étudierons leur évolution en fonction de différents facteurs.

III. 2 - RAPPEL : SURFACE LIMITE. COURBE INTRINSEQUE.

Pour les roches, on peut définir un état limite élastique et un état limite de rupture confondus ou distincts.

De manière très générale, le seuil élastique d'un matériau s'exprime par une relation où interviennent les tenseurs contraintes limites σ_{ij} (six composantes) et les coordonnées spatiales Y_k (trois composantes) de la forme :

$$F(\sigma_{ij}, Y_k) = 0$$

Cependant, si le milieu est homogène, le seuil élastique est indépendant des coordonnées spatiales. Si, en plus, le milieu est isotrope, la relation F n'est fonction que des contraintes principales.

Pour un tel milieu, une représentation géométrique simple consiste à associer, à tout état de contraintes, une image M de coordonnées $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ dans un repère orthonormé tridimensionnel. Dans cet espace des contraintes, aux états limites précédents correspondent des surfaces limites.



Une autre représentation basée sur les cercles de MOHR stipule que la limite élastique ne dépend que du vecteur contrainte qui agit sur le plan où apparaît le premier glissement. C'est la notion de courbe intrinsèque de MOHR-CAQUOT (3.1). La loi élémentaire de limite élastique s'exprime par une relation entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale de la forme $f(\tau, \sigma) = 0$. L'hypothèse de la courbe intrinsèque ne prend en considération que les valeurs extrémales σ_1 et σ_3 des contraintes principales. Elle suppose que la contrainte intermédiaire σ_2 n'a pas d'influence.

III. 3 - RUPTURES ET RESISTANCES MECANQUES DE TORSION DES ROCHES.

L'orientation de la structure de la roche par rapport à l'axe de torsion a une influence primordiale sur le type de rupture et sur la résistance mécanique de torsion. Nous étudierons d'abord le cas de roches isotropes et ensuite, le cas de roches anisotropes.

III. 3-1 - Milieux statistiquement isotropes.

III. 3-1-1 - Morphologie des ruptures.

III. 3-1-1-1 - Ruptures en torsion pure.

Les roches homogènes et isotropes soumises à un effort de torsion pure se rompent le long d'une hélice inclinée à 45° par rapport aux génératrices et orientée selon la ligne isostatique de traction. (Photo 3.1). C'est une rupture d'extension (1).

Lorsque l'éprouvette tubulaire a une paroi mince, l'hélice de rupture s'étend généralement sur les trois quarts de la circonférence du cylindre. La fragmentation de l'éprouvette en deux parties se produit à la suite d'une rupture secondaire.

(1) L'élancement de nos éprouvettes est 2,5. Nous étudierons ultérieurement son influence.



Lorsque l'éprouvette est cylindrique, la rupture hélicoïdale devient moins nette. Parfois, on observe même une rupture proche d'une surface plane, elliptique, inclinée à 45° par rapport à l'axe de torsion (photo 3.2). PELTIER (3.2) a également observé ce genre de rupture en torsion pure. La fissuration s'amorce en un point selon la ligne isostatique de traction et se poursuit dans la direction de la tangente à cette ligne. La ligne de fissuration est donc différente de la ligne isostatique de traction, ce qui pose le problème d'une "redistribution" des contraintes au voisinage de l'amorce de la fissure.

D'ailleurs, il semble que cette "redistribution" se manifeste davantage dans le cas de fort gradient de contraintes. Nous avons en effet remarqué que la rupture de type planaire est plus fréquente sur les éprouvettes cylindriques à faible diamètre. Le gradient de contrainte y est plus élevé et l'apparition d'une fissure perturbe davantage le champ des contraintes. La rupture se propage alors selon le plan osculateur à la ligne isostatique de traction au point où apparaît la fissure.

III. 3-1-1-2 - Ruptures de torsion-compression axiale.

Les éprouvettes de roche soumises simultanément à un couple de torsion et à une compression axiale présentent des ruptures hélicoïdales ayant un pas supérieur.

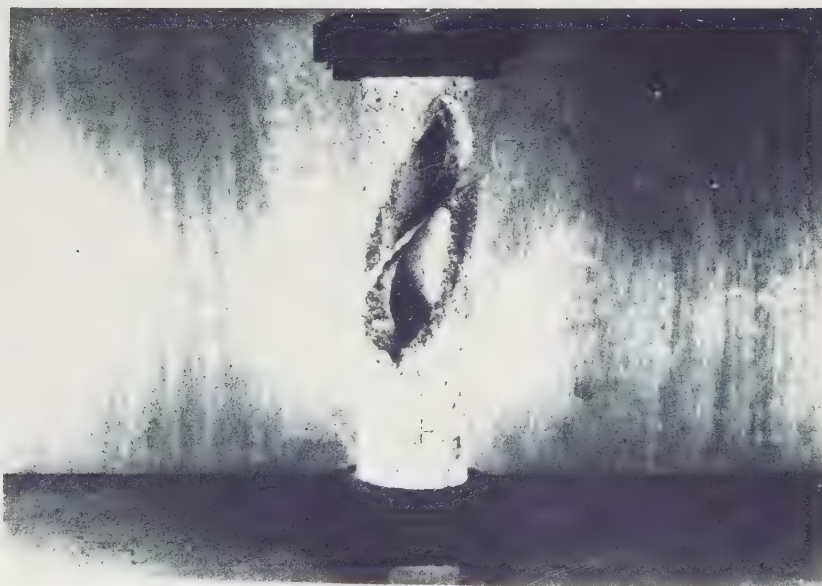
Pour une faible contrainte axiale, le développement de la fissuration provoque une fragmentation de l'éprouvette en deux parties selon une hélice (photo 3.3). Dès que les contraintes axiales s'élèvent, les ruptures hélicoïdales deviennent plus nombreuses, surtout dans le cas d'éprouvettes tubulaires à paroi mince (photo 3.4). Leurs directions se rapprochent des génératrices (photo 3.5), et elles parviennent jusqu'aux deux extrémités de l'éprouvette. Il s'y ajoute des ruptures secondaires d'orientation variable, sécantes sur les précédentes.

Nous avons constaté que les ruptures hélicoïdales ont une direction confondue, à quelques degrés près, avec les





a) Craie de Sancerre



b) Fortier 130

photo 1.1 - Ruptures en torsion sur les
roches anisotropiquement isotropes.

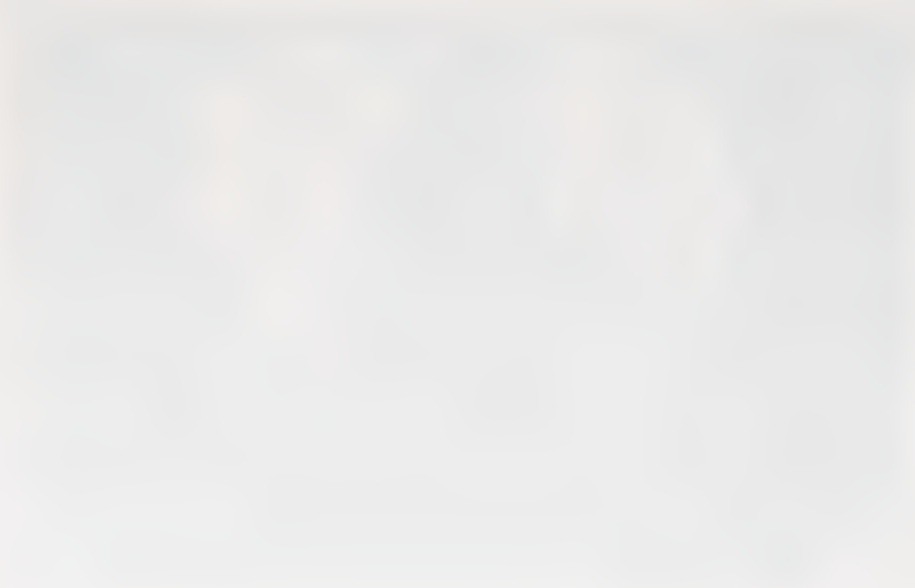
La partie hélicoïdale inclinée à 45° par rapport
aux génératrices est une rupture d'extension,
l'autre partie est une rupture secondaire de
flexion.





Photo 3.2 - Rupture en torsion pure d'une
éprouvette cylindrique de granite
de Brommat.

Rupture quasiment planaire inclinée à 45° par
rapport à l'axe de torsion.



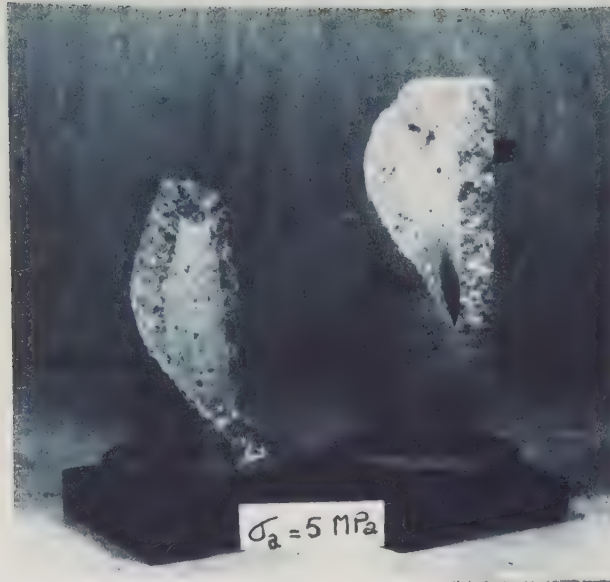


Photo 3.3 - Rupture en torsion - compression axiale

$$\sigma_a = 5 \text{ M Pa}$$

Mortier ISO à 90 jours.



a) Eprouvette tubulaire.

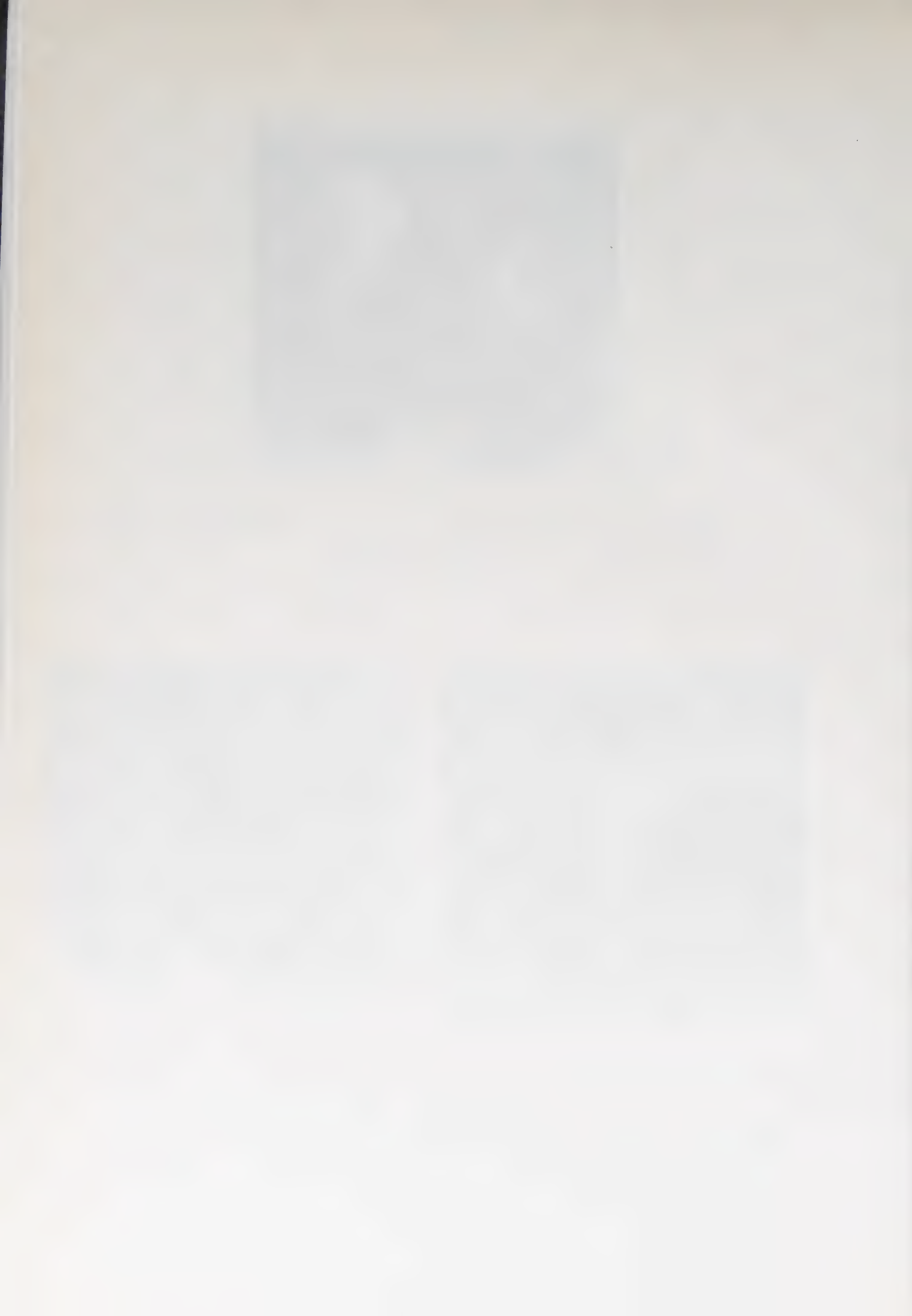


b) Eprouvette cylindrique.

Photo 3.4 - Rupture en torsion - compression axiale

$$\sigma_a = 20 \text{ M Pa}$$

Mortier ISO à 90 jours.



isostatiques de traction. Comme en torsion pure, ce sont des ruptures d'extension.

Cependant, pour des contraintes axiales supérieures aux $\frac{2}{3}$ de la charge de compression simple, les directions des lignes de rupture tendent à s'écarter des lignes isostatiques de traction. Sous de telles charges, l'éprouvette est frettée à chacune de ses extrémités si bien que la déformation transversale ne peut se manifester librement que dans la partie centrale. Il y a création d'efforts de cisaillement qui s'ajoutent aux efforts de compression et de torsion et qui perturbent le champ de contraintes. Le même phénomène existe d'ailleurs en compression simple.

III. 3-1-1-3 - Ruptures de torsion avec pression de confinement.

Les essais de torsion que nous avons réalisés sous des pressions hydrostatiques relativement faibles (1) ont montré, dans le cas de roches à caractéristiques mécaniques moyennes ou élevées, des ruptures hélicoïdales orientées selon les lignes isostatiques de traction (photo 3.6), c'est-à-dire des ruptures d'extension.

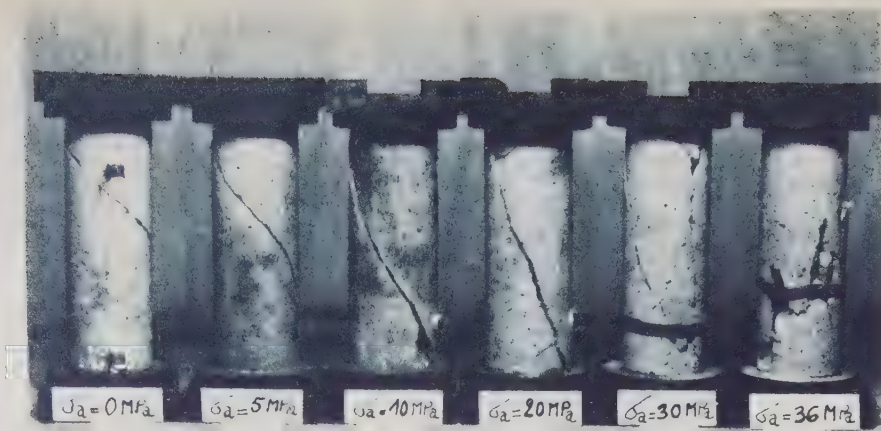
Cependant, dans le cas de roches à caractéristiques mécaniques relativement faibles comme la craie, nous avons observé, outre des ruptures d'extension pour des pressions hydrostatiques faibles, des ruptures de cisaillement pour des pressions plus élevées (photo 3.7). Ces dernières ruptures apparaissent selon des hélices dont l'angle d'intersection avec les génératrices de l'éprouvette est supérieur à 45° .

III. 3-1-2 - Résistance mécanique de torsion.

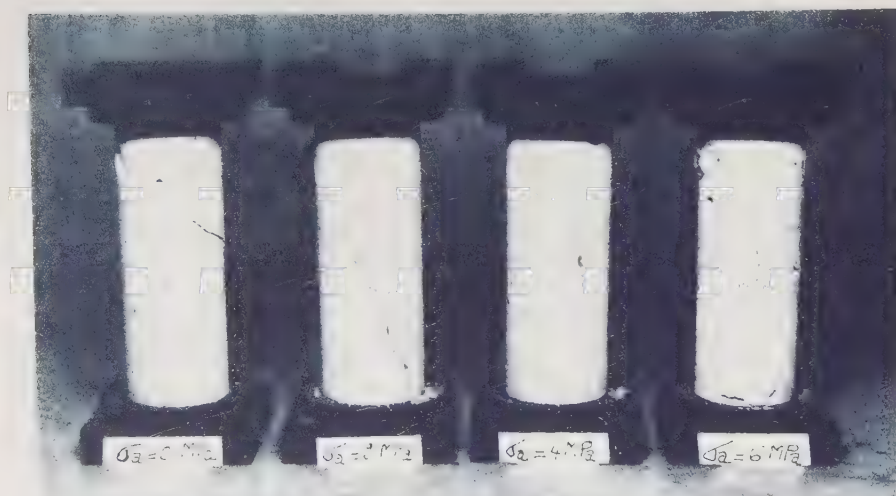
Nous avons vu que, contrairement aux essais de compression simple, de traction directe, ... l'essai de torsion crée un champ de contrainte non uniforme. La contrainte de cisaillement n'est pas constante dans la section de l'éprouvette. Le problème est de déterminer, par l'essai de torsion, un caractéristique mécanique de rupture qui se rapproche de

(1) jusqu'à 40-60 MPa au maximum.

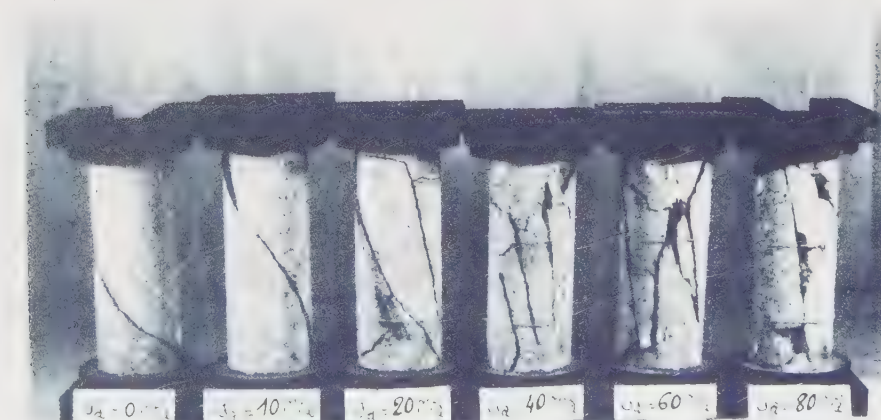




a) Mortier ISO à 28 jours ($W = 3$ à 5%).



b) Craie de Jancerre (sèche).



c) Granite de Corbière.

Photo 3.5 - Ruptures en torsion - compression axiale des roches statistiquement isotropes.

Eprouvettes tubulaires : diamètres voisins de 60/30 mm.



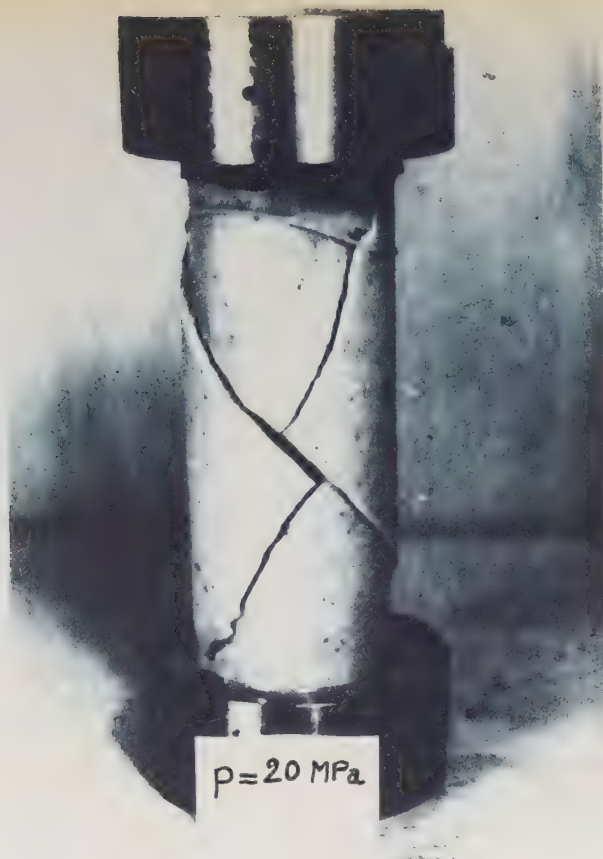


Photo 3.6 - Rupture en torsion d'une éprouvette tubulaire soumise à une pression hydrostatique de 20 M Pa. Marbre de Vilette.

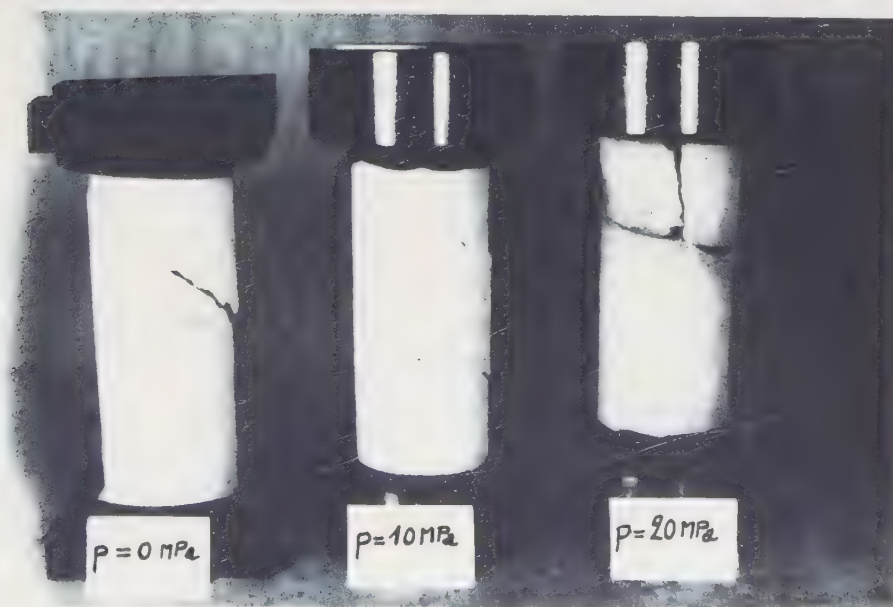


Photo 3.7 - Ruptures en torsion d'éprouvettes tubulaires frettées hydrostatiquement. Craie de Sancerre. Lorsque la pression de confinement croît, la direction de la rupture tend à devenir orthogonale à l'axe de torsion.



maximum de celle correspondant à un champ de cisaillement simple uniforme.

III. 3-1-2-1 - Influence du gradient des contraintes

Les essais suivants que nous avons réalisés sur des roches très homogènes ne présentant pas d'effet d'échelle (marbre de Vilette, mortier ISO, ...) ont permis de déterminer l'influence qu'a la forme de l'éprouvette sur les caractéristiques mécaniques de rupture en torsion pure. Nous examinerons d'abord les résistances d'éprouvettes cylindriques homothétiques et ensuite, les résistances d'éprouvettes tubulaires.

a) Eprouvettes cylindriques.

Des essais de torsion pure ont été effectués sur quatre lots d'éprouvettes cylindriques d'élancement 5/2 en marbre de Vilette. Les diamètres D_e de ces éprouvettes sont 25 - 36,5 - 60 et 70 mm.

Pour chacune de ces éprouvettes, le couple de rupture M_t et la contrainte de cisaillement τ_t à la périphérie et à la rupture (fig. 3.1) sont les suivants :

Marbre de Vilette			
D_e (mm)	M_t (m.N)	τ_t (MPa) (1)	Coefficient de variation
25	47	15,6	11,1 %
36,5	143	15,3	10,9 %
60	558	13,2	7,8 %
70	861	12,8	8,0 %

(1) Cette valeur est calculée en considérant que le comportement de la roche est élastique jusqu'à la rupture

$$\tau_t = \frac{M_t}{I_0} R_e$$



Le tableau montre que la contrainte périphérique τ_t de cisaillement à la rupture (calculée en régime élastique) croît lorsque la taille des éprouvettes cylindriques diminue. En ce qui concerne le marbre de Vilette, les valeurs de τ_t diffèrent d'environ 21 % suivant que l'essai de torsion pure est effectué sur une éprouvette cylindrique de 70 mm ou de 25 mm de diamètre. Signalons que cette variation est encore plus accentuée sur les mortiers qui ont un comportement moins fragile.

La résistance au cisaillement de rupture dépend donc largement de la géométrie de l'éprouvette. La flexion présente ce même aspect.

Remarque : La contrainte de cisaillement périphérique dont nous venons de parler se rapporte au couple de rupture et non pas au couple limite élastique. Il est, en effet, impossible de déterminer de manière satisfaisante le couple limite élastique dans le cas de courbes Effort - Déformation présentant une concavité du côté de l'axe des déformations (fig. 2.6).

De façon à diminuer l'importance de la géométrie de l'échantillon, on peut d'ores et déjà augmenter le diamètre des éprouvettes cylindriques. Mais, pratiquement, la solution la plus efficace consiste à opérer sur des éprouvettes tubulaires.

b) Éprouvettes tubulaires.

Les éprouvettes tubulaires à paroi très mince pour lesquelles le champ de contrainte peut être considéré uniforme, présentent trois inconvénients majeurs :

- elles sont fragiles et créent des difficultés lors du carottage,
- le remaniement des surfaces latérales inhérent à leur façonnage (remaniement "de peau") peut devenir excessif relativement à leur volume. Ce phénomène apparaît surtout pour les roches tendres (craie, tuffeau, ...),
- la roche n'est jamais un milieu continu et homogène à l'échelle du cristal ou du grain. Il convient donc de travailler à une échelle où la roche puisse être considéré



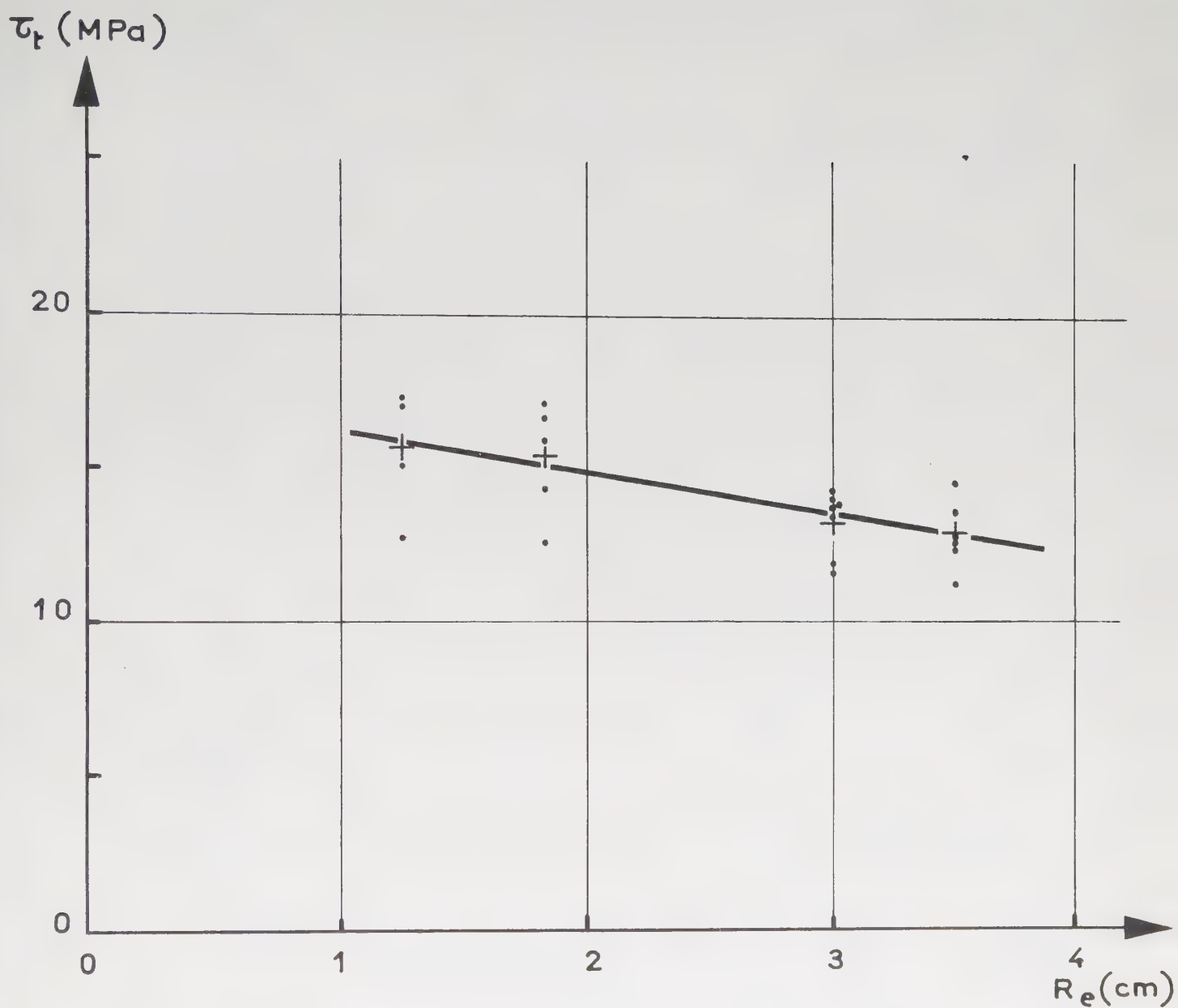


Fig.3.1 - Torsion pure.

Evolution de la Contrainte de Cisaillement,
à la périphérie de l'Eprouvette et à la rupture,
en fonction du rayon R_e de l'Eprouvette.

MARBRE DE VILLETTE

Eprouvettes cylindriques homothétiques d'Elancement 5 / 2 .



statistiquement isotrope. La dimension minimale de la paroi de l'éprouvette doit être au moins égale à dix fois le diamètre des grains.

Compte tenu de ces remarques, nous avons été amenés à réaliser nos essais sur des éprouvettes tubulaires ayant un rapport $\frac{e}{R_e}$ assez élevé (30 à 50 %).

Nous avons alors recherché l'influence qu'a l'épaisseur du tube de roche sur la valeur de la contrainte périphérique τ_t de cisaillement à la rupture.

Trois lots d'éprouvettes de hauteur et de diamètre extérieur semblables, mais de diamètre interne différent ont été confectionnés et soumis à un effort de torsion pure. Sur les tableaux suivants, sont portés les diamètres externe et interne des éprouvettes D_e et D_i , le couple de rupture M_t , les contraintes de cisaillement τ_t à la rupture.

Marbre de Vilette			
$D_e - D_i$ (mm)	M_t (m.N) (1)	τ_t (MPa)	
		périphérique	moyenne (2)
60,0 - 0	558	13,2	6,6
59,5 - 30,3	481	12,6	9,5
59,5 - 40,2	370	11,3	9,4

Mortier ISO à 80 jours (W = 10 %)			
$D_e - D_i$ (mm)	M_t (m.N) (1)	τ_t (MPa)	
		périphérique	moyenne (2)
60,0 - 0	312	7,4	3,7
59,5 - 30,3	220	5,7	4,3
60,0 - 42,2	164	5,1	4,5

(1) Moyenne d'une dizaine de mesures.

(2) Contrainte de cisaillement s'exerçant à la distance

$$R_m = \frac{R_e + R_i}{2} \text{ de l'axe de torsion au moment de la rupture.}$$



Ces mesures mettent en évidence une diminution considérable de la contrainte périphérique de cisaillement à la rupture lorsque la paroi des éprouvettes tubulaires s'amincit.

c) Détermination d'une contrainte moyenne de cisaillement.

Au fur et à mesure que le tube de roche devient mince, les valeurs des contraintes de cisaillement à la rupture décroissent sur la paroi externe et croissent sur la paroi interne de l'éprouvette. Elles convergent vers la même limite qui représente la résistance au cisaillement simple uniforme de la roche. (fig. 3.2).

Cette résistance obtenue par extrapolation des mesures à des éprouvettes infiniment minces, apparaît plus clairement sur la figure 3.3. Elle s'identifie valablement à la moyenne des contraintes de cisaillement agissant sur les parois interne et externe du tube de roche dans la mesure où ce dernier n'est pas trop épais.

On remarque, en effet, que les courbes de la figure 3.3 s'incurvent pour un certain rapport R_i/R_e . Pour des éprouvettes ayant un rapport inférieur (éprouvettes à parois épaisses), la partie la plus interne du tube de roche n'a pas d'influence sur la caractéristique périphérique de rupture. Pour des éprouvettes ayant un rapport supérieur, on observe le phénomène inverse ; la contrainte de cisaillement périphérique dépend de l'épaisseur du tube de roche. Par contre, pour ces éprouvettes à parois relativement minces, la contrainte moyenne est pratiquement constante (voir les tableaux précédents).

Nous avons donc retenu comme résistance de torsion à la rupture cette valeur moyenne, c'est-à-dire la contrainte de cisaillement qui s'exerce selon le rayon moyen R_m à la rupture. En torsion pure, nous la désignerons par R_{Tt} (1).

Des essais complémentaires réalisés sur des éprouvettes tubulaires très minces de marbre de Vilette ont montré, malgré

(1) R_{Tt} = résistance à la traction en torsion pure ou résistance au cisaillement simple.



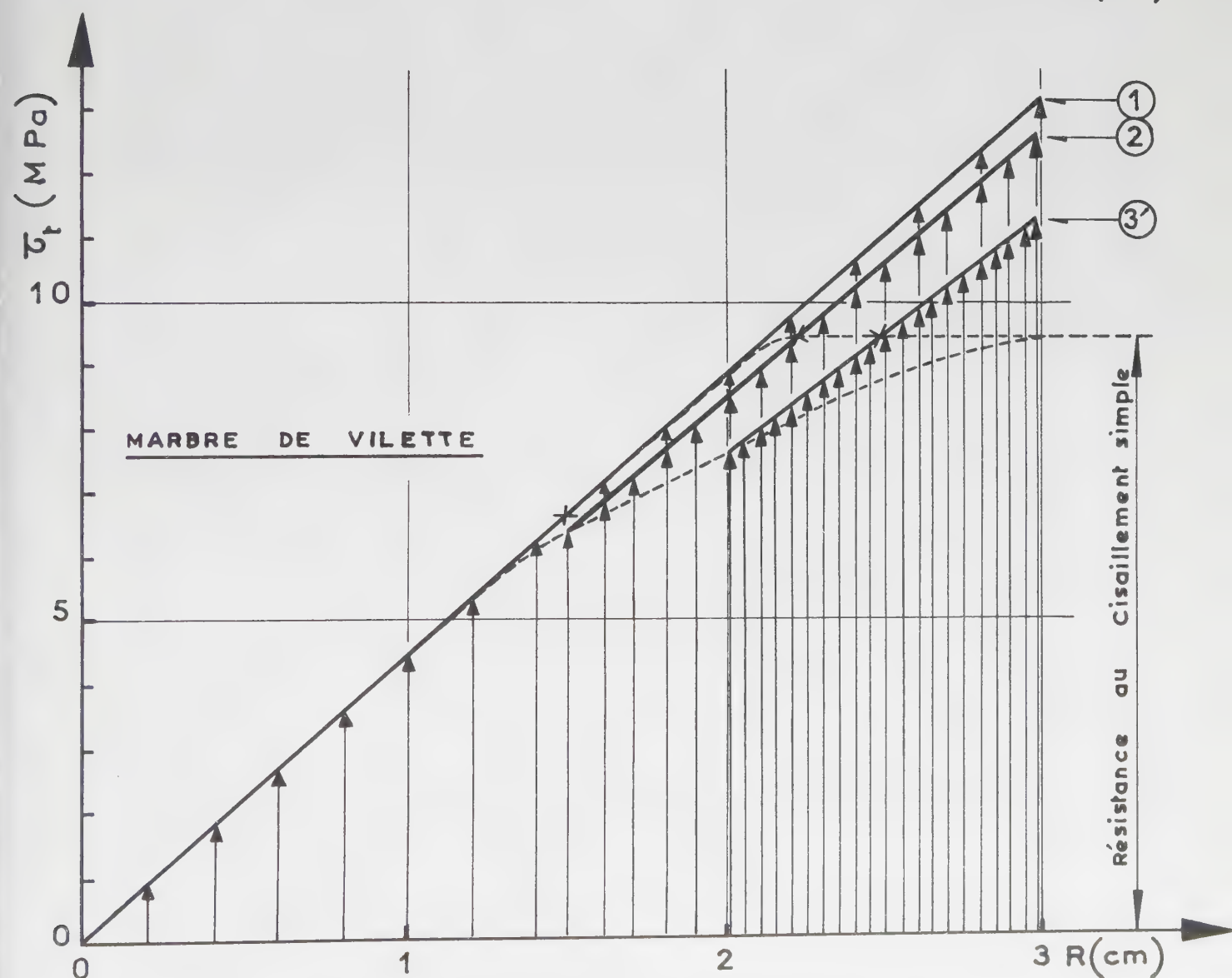
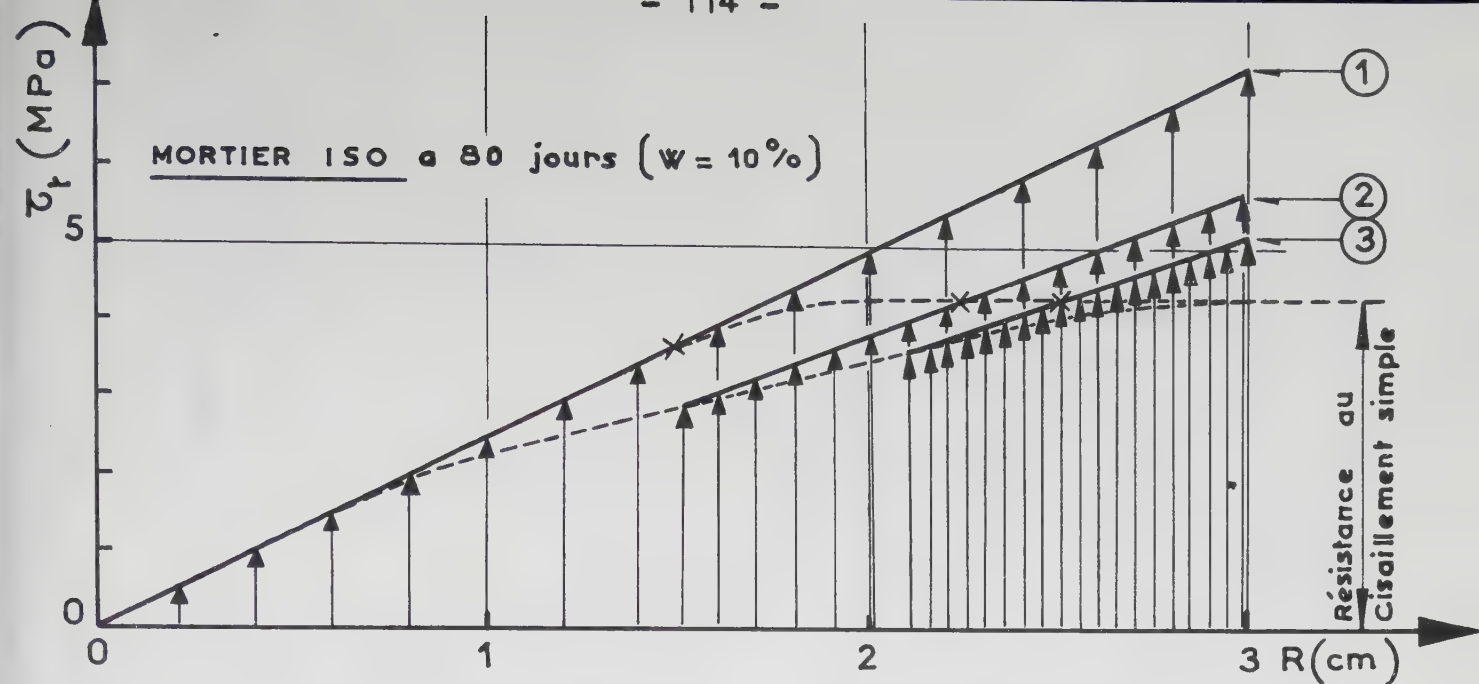
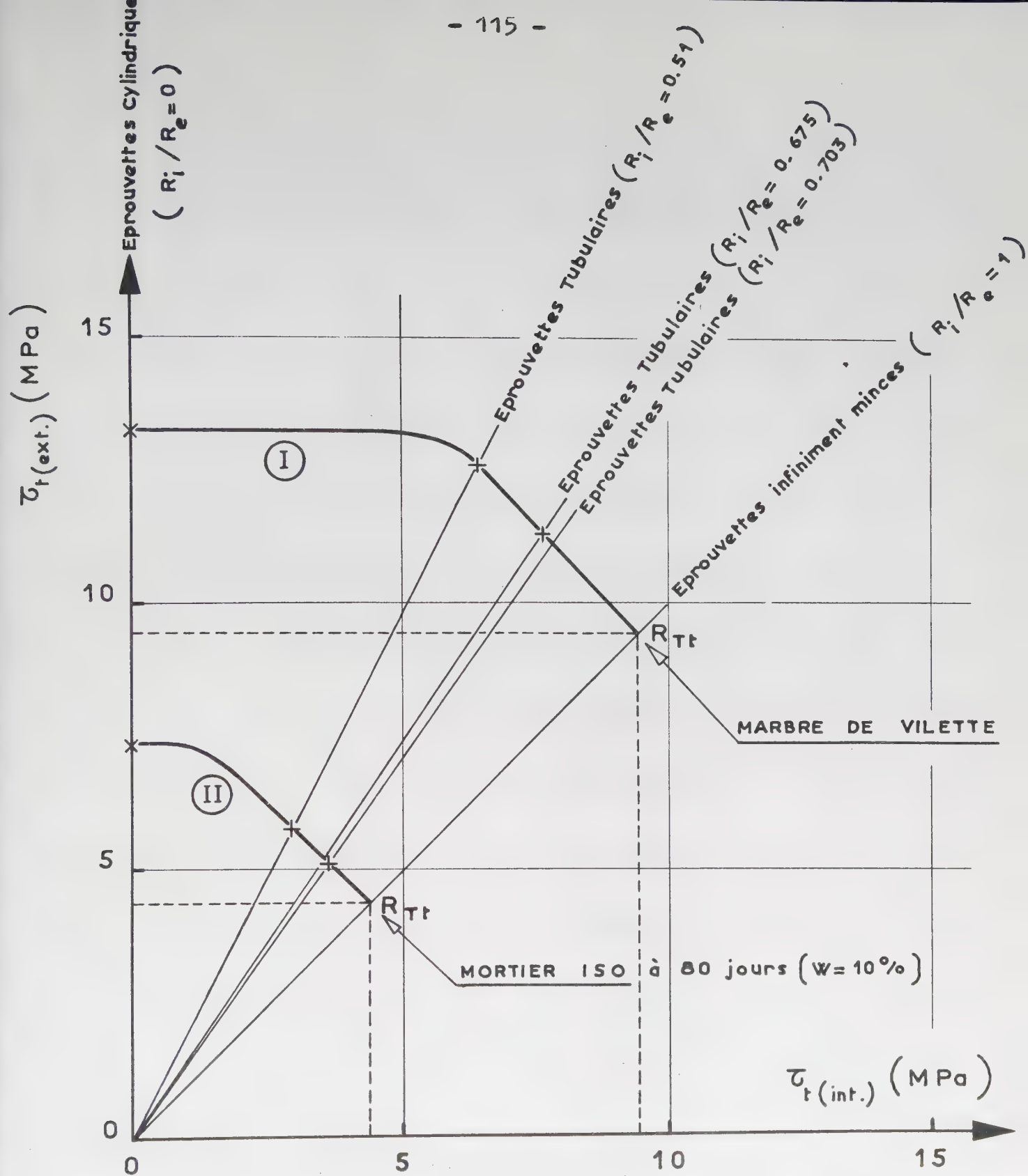


Fig. 3. 2 - Répartition des contraintes de Cisaillement à la Rupture, au sein de différentes formes d'Eprouvettes (régime élasto-fragile) .

①	pour des Eprouvettes	Cylindriques :	diam	60	mm	-	haut.	150	mm.
②	-	-	Tubulaires :	-	30.3 / 59.5	mm	-	-	-
③	-	-	-	-	42.2 / 60	mm	-	-	-
③'	-	-	-	-	40.2 / 59.5	mm	-	-	-





g. 3.3 - Influence de la géométrie de l'Eprouvette sur les caractéristiques de rupture de Torsion pure .
 - Courbes représentant, à la Rupture, la contrainte de Cisaillement Externe $\tau_{t(ext.)}$, en fonction de la contrainte de Cisaillement Interne $\tau_{t(int.)}$.

Eprouvettes : haut. 150 mm, $R_e \approx 60$ mm, R_i variable



la petite taille des cristaux, une plus grande dispersion des mesures et une résistance R_{Tt} moindre. Comme nous l'avons indiqué, il semble que l'utilisation d'éprouvettes tubulaires très minces ne soit pas souhaitable malgré l'attrait qu'elles présentent (remaniement des surfaces, effet de "grains", ...).

Finalement, la résistance au cisaillement simple R_{Tt} de la roche est très inférieure aux contraintes de cisaillement τ_t que nous avons précédemment calculées à la périphérie des éprouvettes au moment de la rupture. Les différences sont très significatives et variables selon la géométrie de l'éprouvette, comme l'indiquent les pourcentages suivants :

Marbre de Vilette : $R_{Tt} = 9,45$ MPa		
$D_e - D_i$ (mm)	τ_t (MPa)	$\frac{\tau_t - R_{Tt}}{\tau_t}$
59,2 - 40,2	11,3	+ 19 %
59,5 - 30,2	12,6	+ 33 %
60,0 - 0,0	13,2	+ 40 %
36,5 - 0,0	15,3	+ 62 %
25,0 - 0,0	15,6	+ 65 %

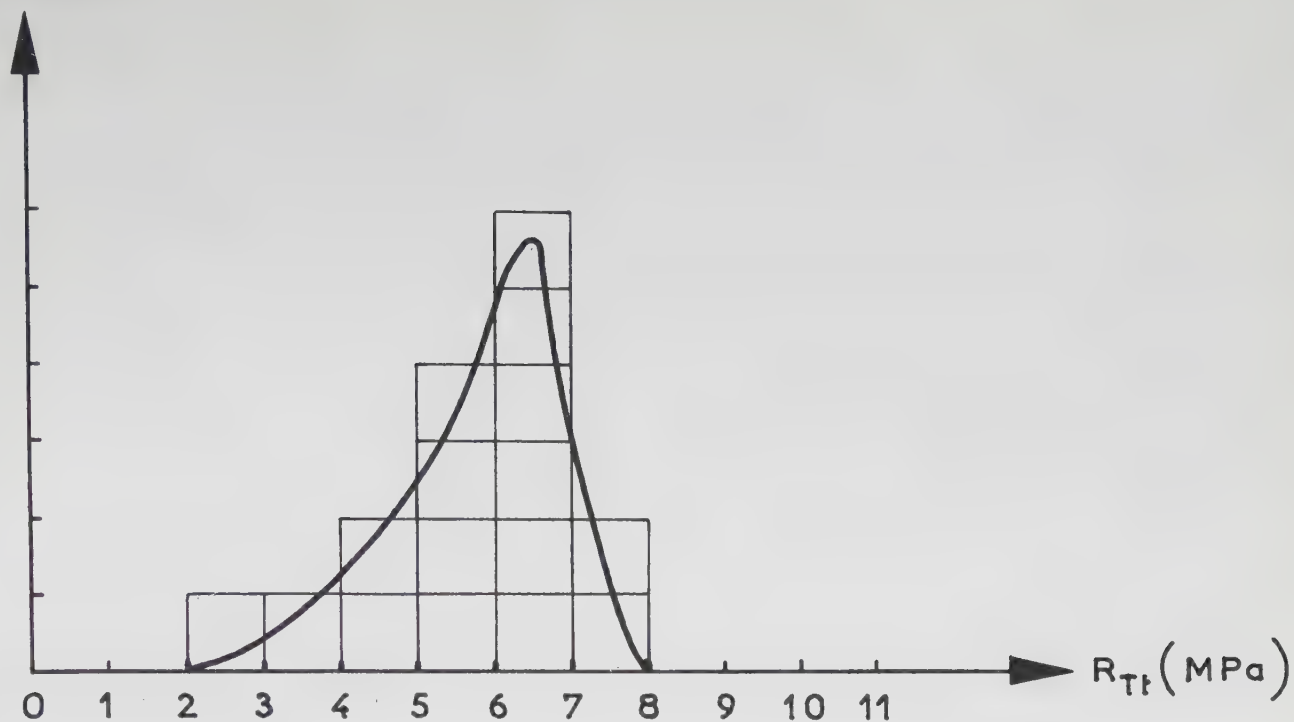
S'agissant de résistances à la traction, la détermination de R_{Tt} nécessite un grand nombre de mesures. L'histogramme des résistances de torsion pure est généralement une courbe asymétrique ayant une branche plus développée du côté des faibles résistances (fig. 3.4).

d) Conclusion.

Comment peut-on expliquer l'influence fondamentale de la géométrie de l'éprouvette sur la valeur de la contrainte périphérique à la rupture ? Théoriquement, pour une roche à comportement parfaitement élastofragile, cette contrainte τ_t est indépendante des diamètres des éprouvettes tubulaires ou cylindriques.

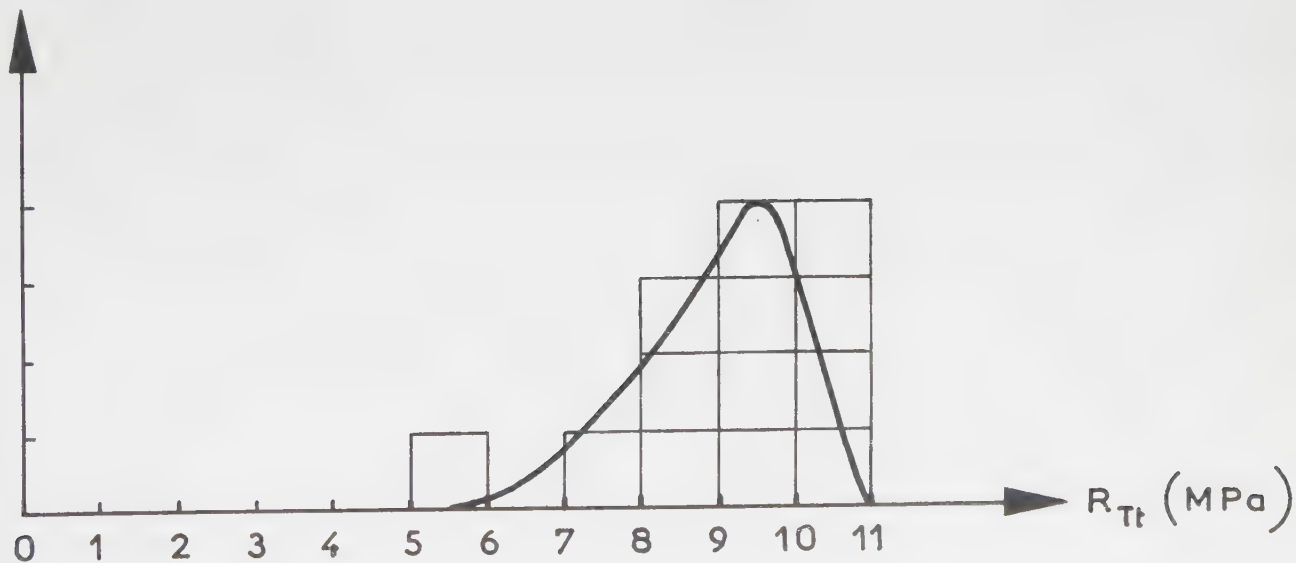


FREQUENCE



a) GRANITE DE BROMMAT

FREQUENCE



b) MARBRE DE VILETTE

Fig. 3. 4 - Histogrammes des Résistances au Cisaillement simple.
Essais de Torsion pure.



Il faut admettre qu'au delà de sa limite élastique de traction, la roche peut encore supporter des efforts de traction non négligeables.

Par une expérience astucieuse de traction directe réalisée sur un tube d'acier rempli de béton (fig. 3.5a), L'HERMITE (3.3) a montré que la force de traction applicable au béton est maximale à la rupture mais qu'elle ne s'annule pas dès ce maximum (fig. 3.5b). Le béton est susceptible de réagir à un effort de traction bien au-delà de la déformation correspondant à la rupture.

Dans l'essai de traction directe ordinaire, la rupture apparaît brusquement et s'accélère sous l'effet de l'énergie qu'a accumulée la presse. Le phénomène précédent n'est plus observable.

Par contre, dans l'essai de torsion où le champ de contrainte n'est pas uniforme, la limite élastique peut être dépassée localement et notamment sur le pourtour de l'éprouvette sans que la fragmentation apparaisse. La zone corticale de l'éprouvette peut encore supporter des efforts comme dans l'essai de traction directe réalisé par L'HERMITE. C'est la raison pour laquelle les courbes Effort - Déformation de torsion pure obtenues à partir d'éprouvettes ayant un rapport R_i/R_e faible se poursuivent au-delà de la limite élastique.

DURELLI et PARKS (3.4) qui ont étudié l'influence de la forme des éprouvettes et du gradient des contraintes sur la résistance dans le domaine fragile ont conclu que, si la théorie élastique est adoptée, la résistance varie avec le volume de la région de l'échantillon soumis aux contraintes élevées selon une relation empirique de la forme :

$$\text{Log } \sigma = A - B \text{ Log } V$$

V représente le volume soumis aux contraintes élevées, c'est-à-dire à 95 % ou plus de la contrainte maximale de rupture, σ la résistance à la traction, A et B des constantes.



Les essais de torsion pure réalisés sur des éprouvettes tubulaires de même diamètre externe et de diamètre interne variable mais suffisamment grand pour que la courbe Effort - Déformation reste linéaire jusqu'à la rupture, montrent que la contrainte périphérique de rupture croît avec l'épaisseur du tube de roche bien que le volume soumis à 95 % de cette contrainte maximale reste constant dans les diverses éprouvettes. Il semble donc que la répartition des contraintes à l'intérieur d'un volume plus vaste que le volume défini précédemment ait une influence non négligeable.

III. 3-1-2-2 - Influence de l'élancement.

L'élancement d'une éprouvette tubulaire est le rapport de la hauteur sur le diamètre extérieur. En torsion pure, comme en compression monoaxiale, les résistances décroissent avec l'élancement.

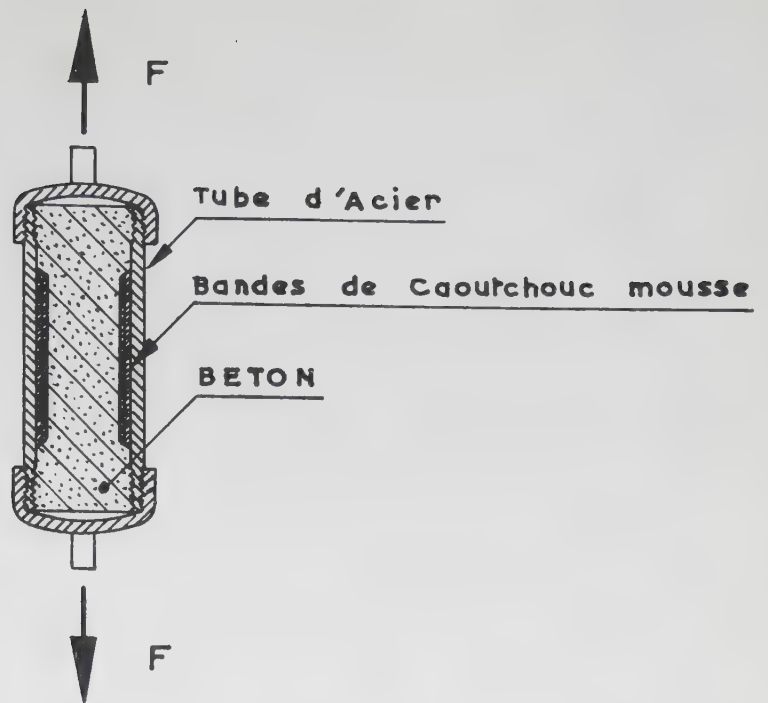
En principe, l'élancement ne devrait pas jouer sur les résistances de torsion pure où le flambement n'existe pas. On observe cependant les phénomènes suivants :

Au-dessus d'un élancement voisin de 1,5, le couple de rupture est pratiquement constant pour une roche homogène. La contrainte moyenne de cisaillement représente la résistance au cisaillement simple R_{Tt} de la roche (fig. 3.6). Le couple de rupture décroît légèrement pour une roche hétérogène, la probabilité de rencontrer une fissure augmentant. Il s'agit là d'un effet d'échelle.

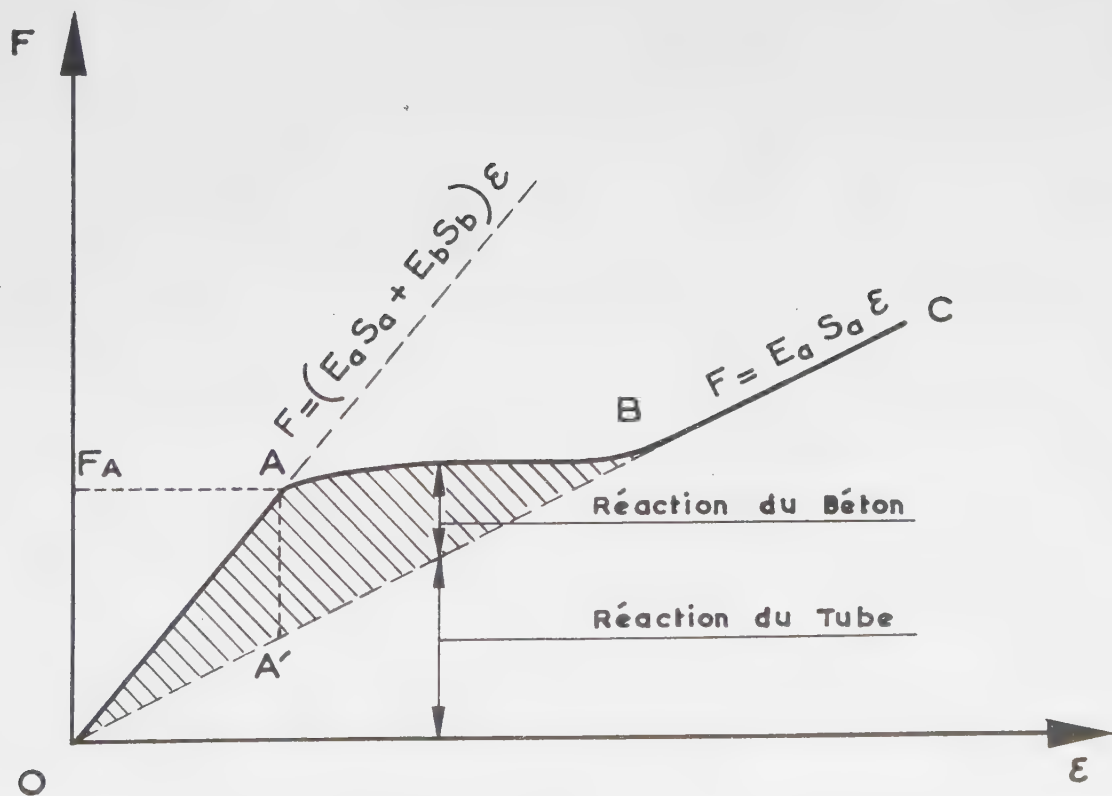
Au-dessous d'un élancement voisin de 1,5, la rupture est gênée par la colle aux extrémités de l'éprouvette et le couple de rupture augmente. Pour un élancement infinitésimal, l'essai de torsion pure devient un essai de cisaillement direct non uniforme sur plan imposé. La résistance de ce modèle détermine la cohésion de la roche. Expérimentalement, sous l'effet des contraintes de traction, on constate des valeurs inférieures.

De tout ceci, nous retiendrons simplement que l'élancement de l'éprouvette de roche, nécessaire pour déterminer la résistance de traction en torsion pure (cisaillement simple), doit être au moins égal à 1,5.





a) APPAREILLAGE UTILISE



b) COURBE DE DEFORMATION EN TRACTION DIRECTE

Fig. 3. 5 - Expérience de R. L'HERMITE, montrant le comportement du Béton à la rupture en Traction directe.



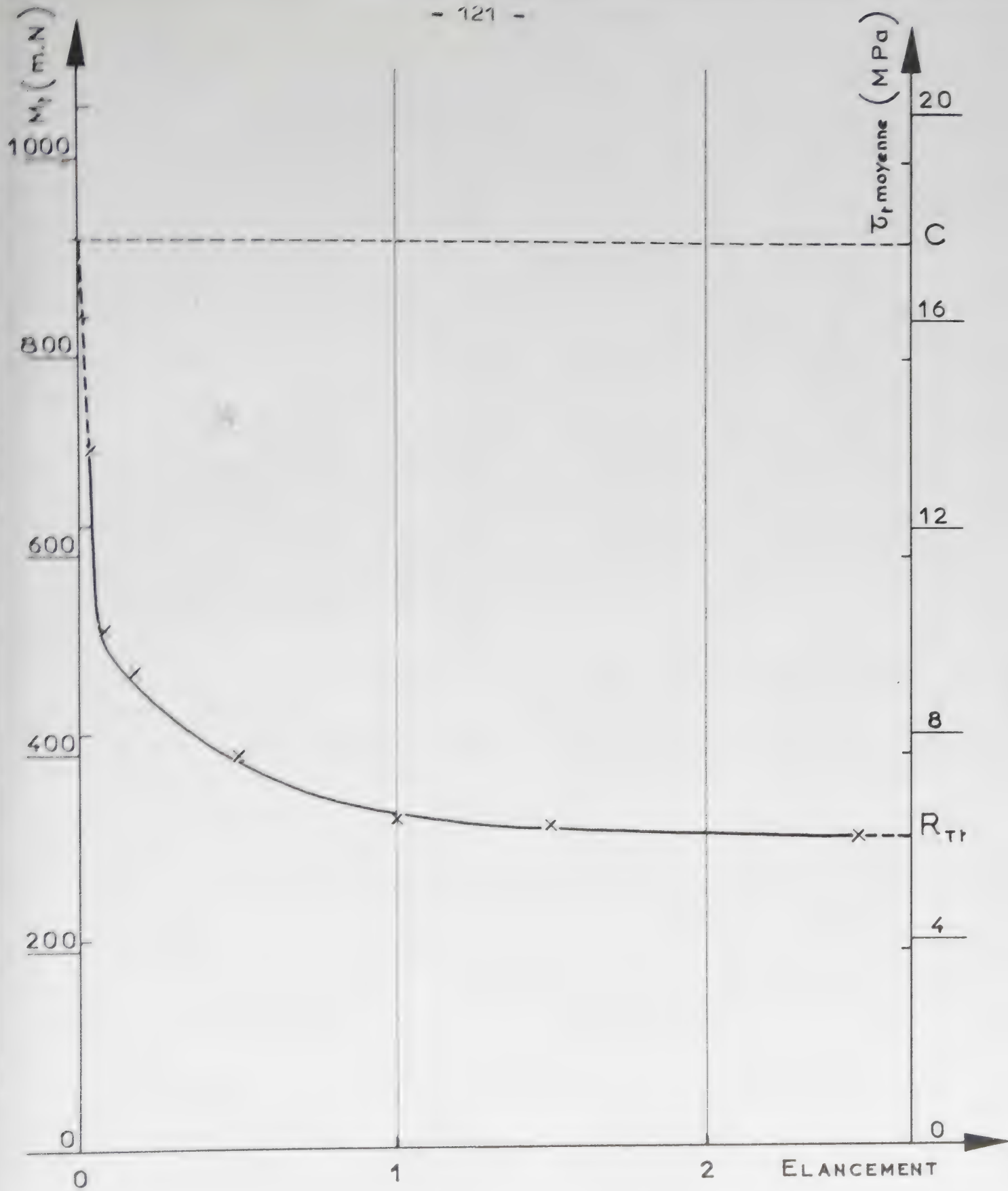


Fig. 3. 6 - Influence de l'Elancement sur le Couple de Rupture en Torsion pure.

GRANITE DE BROMMAT

Eprouvettes Tubulaires : diam. 60 / 30 mm - haut.^r variable.

En torsion-compression axiale, il demande à être encore plus grand car les hélices de rupture se rapprochent des génératrices. Dans ces conditions, les faibles élançements inhibent le développement de la rupture et, au-delà de la fissuration, la résistance continue à croître dans des proportions souvent importantes.

BRICE (3.5) a fait les mêmes observations dans ses essais de torsion-compression axiale réalisés sur des éprouvettes tubulaires d'élançement inférieur à 1. Il considère que "les éléments de matériau compris entre les fissures se comportent comme des bielles de compression maintenues en place par la force axiale exercée par la presse".

L'utilisation d'éprouvette tubulaire ayant un élançement de l'ordre de 2,5 est impérative surtout pour les fortes contraintes axiales.

III. 3-1-2-3 - Surface intrinsèque et courbe intrinsèque.

Etant donné la dispersion des résultats dans le domaine des tractions, il est indispensable de multiplier les mesures.

Les caractéristiques mécaniques moyennes obtenues par les essais de torsion-compression axiale permettent de déterminer la coupe ($\sigma_2 = 0$) de la surface intrinsèque. De manière précise, ils déterminent dans ce plan la trace de la surface intrinsèque comprise entre la deuxième bissectrice et l'axe σ_1 .

Les figures 3.7 et 3.8 montrent que cette portion de courbe a différentes formes suivant la nature de la roche.

Le granite de Brommat et le granite de Corbière ont une courbe qui demeure initialement parallèle à l'axe σ_1 (fig. 3.7a et 3.7b). Au contraire, la courbe s'écarte légèrement de l'axe σ_1 pour le marbre de Vilette. Il semble que la pré-fissuration influe notablement sur la forme de cette courbe et que les roches peu fissurées présentent des courbes légèrement bombées dans le domaine de la traction.



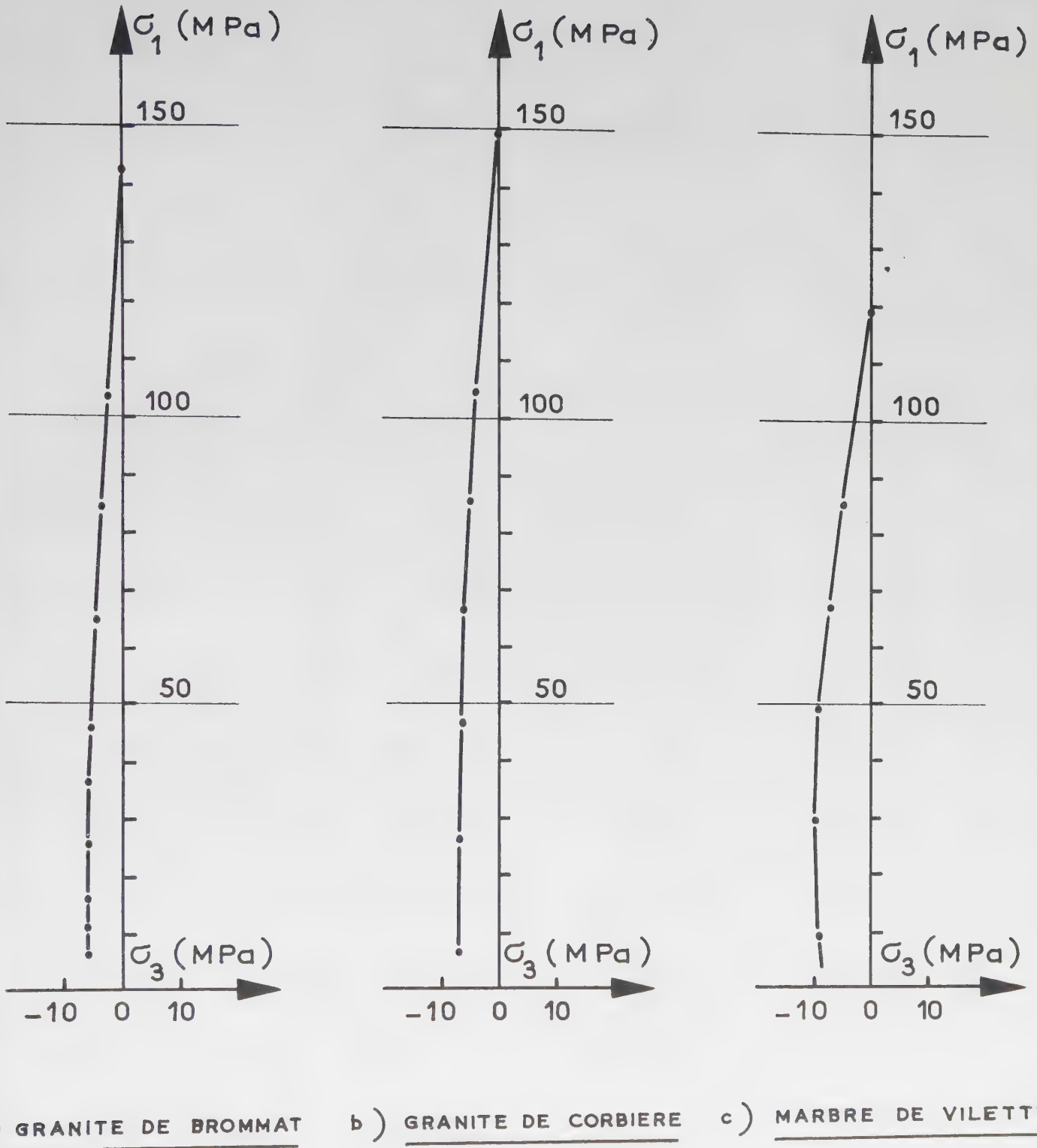


Fig.3.7 -Coupe ($\sigma_2=0$) de la Surface Intrinsèque.

Essais de Torsion-Compression axiale.



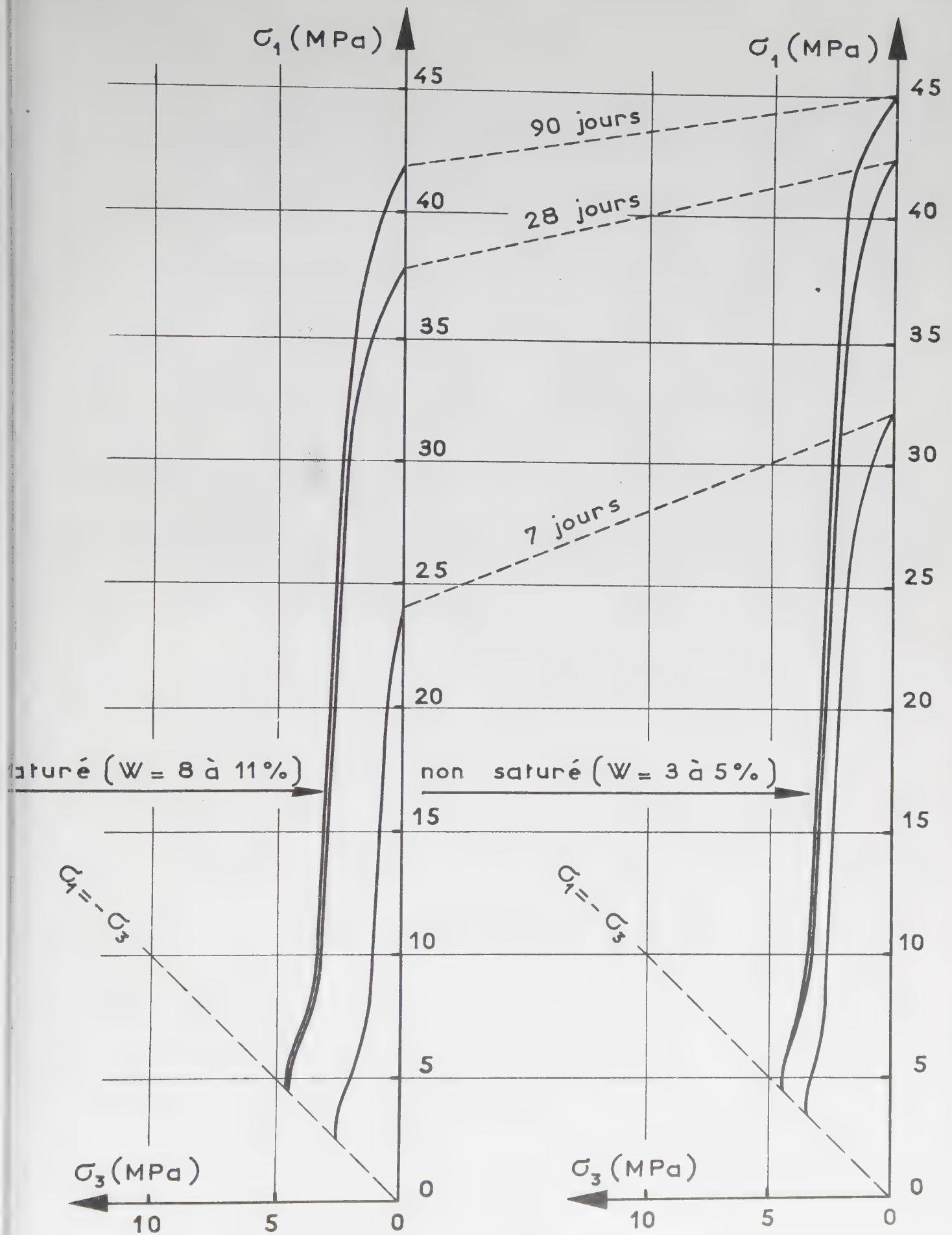


Fig. 3.8 - Coupe ($\sigma_2 = 0$) de la Surface Intrinsèque.

Essais de Torsion-Compression axiale.

MORTIER ISO à différentes teneurs en eau et à différents âges.



De plus, en ce qui concerne les mortiers, la forme des agrégats semble également influencer. Le mortier ISO contenant des grains de sable arrondis présente une courbe où la résistance à la traction décroît rapidement (fig. 3.8). Par contre, les mesures que nous avons faites sur un micro-béton à agrégats anguleux déterminent une courbe où la résistance à la traction se maintient à une valeur constante sur une plus grande étendue.

Les essais de torsion-compression axiale permettent également de déterminer la cohésion du matériau.

Si nous reportons sur un graphique les différentes résistances de cisaillement en torsion en fonction de la contrainte axiale appliquée à l'éprouvette, la cohésion est représentée par l'ordonnée du maximum de la courbe (fig. 3.9). Quant à l'ordonnée initiale, elle représente la résistance au cisaillement simple.

Pour le mortier ISO (fig. 3.9b), cette courbe, tracée à 7 jours, 28 jours et 90 jours, montre l'influence de l'âge. La résistance au cisaillement simple est pratiquement stable à partir de 28 jours alors que la cohésion et surtout la résistance à la compression simple continuent à croître.

Par une construction géométrique simple dans un repère (τ, σ), on peut tracer un cercle de MOHR pour chacun des essais de torsion-compression axiale et leur enveloppe constitue une courbe intrinsèque (fig. 3.10)(1). On remarquera alors certaines insuffisances de cette représentation. En particulier, la courbe intrinsèque devient imaginaire du côté de la traction pour les roches qui manifestent une augmentation de la résistance à la traction en présence d'un champ biaxial (fig. 3.10b).

On observe parfois la même chose pour les courbes intrinsèques obtenues à l'aide des essais de torsion sous pression de confinement (fig. 3.11b).

(1) Cercle centré au point $(\frac{\sigma_a}{2}, 0)$ et passant par le point $(0, \tau_t)$.

La contrainte intermédiaire σ_2 joue un rôle appréciable (3.6). Ce sont les roches préfissurées les plus sensibles à la contrainte intermédiaire. Elles accusent une augmentation de la résistance à la traction en présence d'une pression de confinement. Pour de telles roches, la contrainte intermédiaire σ_2 a tendance à fermer les fissures préexistantes et à empêcher les glissements. La résistance à la traction se trouve améliorée.

Au contraire, pour des roches peu préfissurées (craie de Sancerre, marbre de Vilette) (fig. 3.11), la résistance à la traction dépend essentiellement des contraintes principales extrémales.

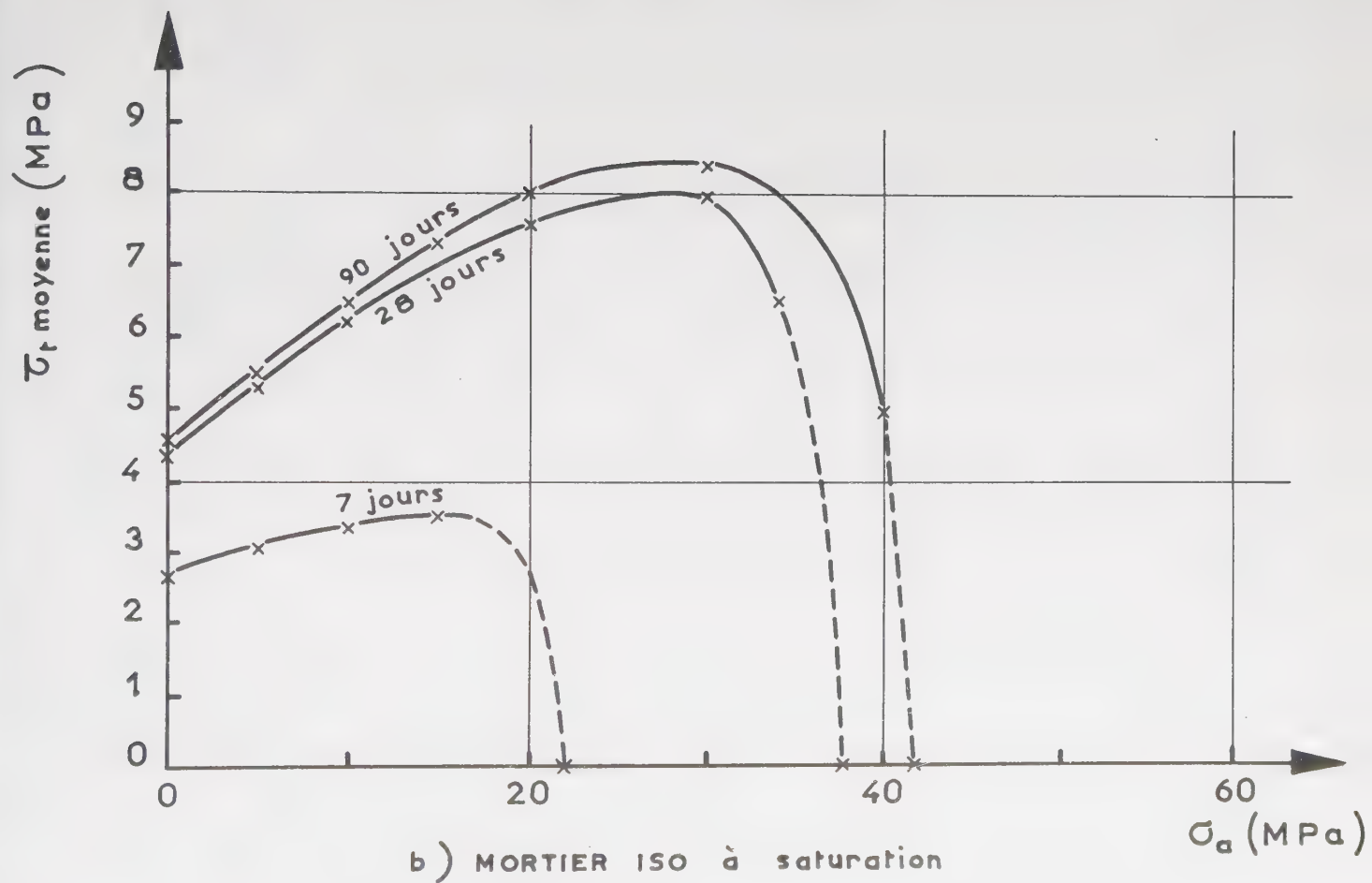
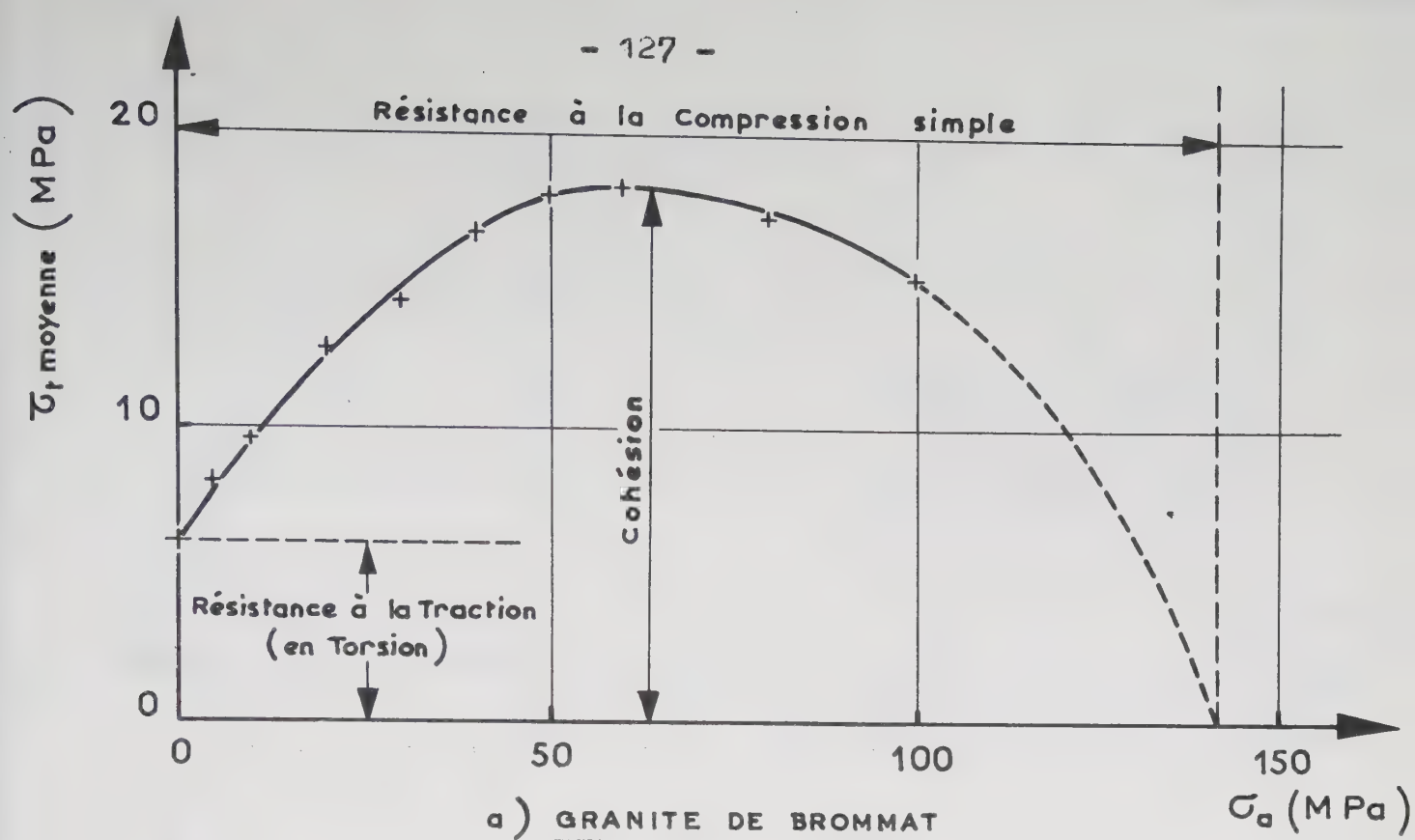
Enfin, l'influence de la contrainte intermédiaire σ_2 se manifeste davantage sur la mesure de la cohésion. La pression moyenne augmentant, la fissuration joue un rôle déjà moins important que précédemment.

Cohésion du marbre de Vilette (MPa)	
Essais de torsion-compression axiale	22,5
Essais de torsion sous pression hydrostatique	26,5

La représentation la plus adéquate pour ce genre d'essais est celle de l'espace des contraintes (3.7), la torsion-compression axiale représentant la coupe $\sigma_2 = 0$ et la torsion sous pression de confinement la coupe $\sigma_1 + \sigma_3 - 2\sigma_2 = 0$.

III. 3-1-2-4 - Critères de rupture.

Depuis GALILEE, de nombreux théoriciens ont proposé des critères de rupture : critère de la contrainte principale maximale, critère du cisaillement maximal, critère de MOHR, critère de GRIFFITH, ... (3.8). Aucun de ces critères n'explique avec satisfaction tous les résultats obtenus. Si les lois sont relativement simples dans le domaine plastique, il n'en est pas de même dans le domaine fragile. Cette



g. 3. 9 Evolution de la Contrainte de Cisaillement de Torsion à la Rupture, en fonction de la Charge axiale appliquée. Essais de Torsion - Compression axiale.

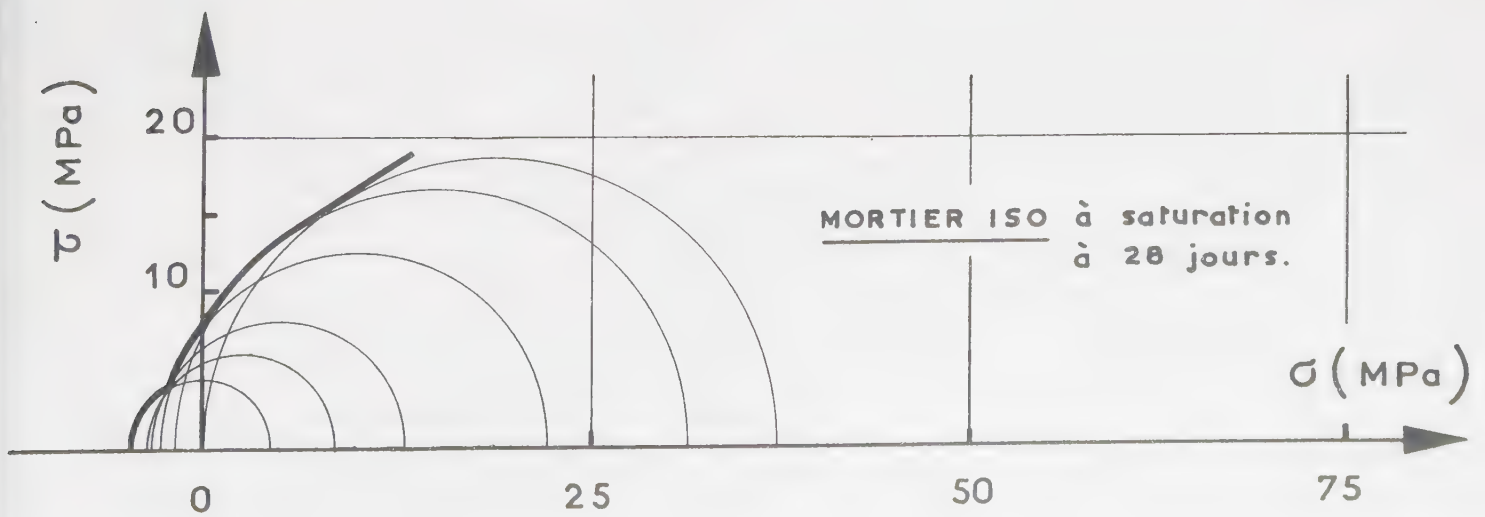
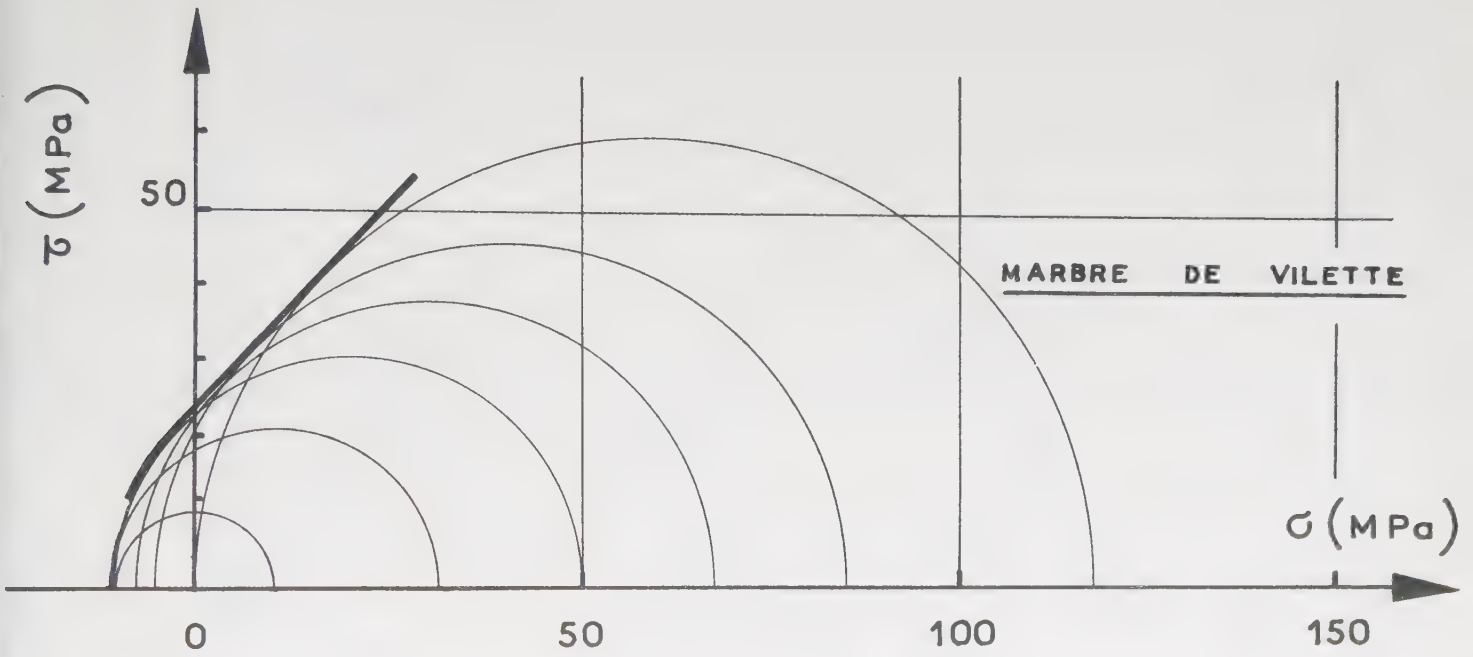
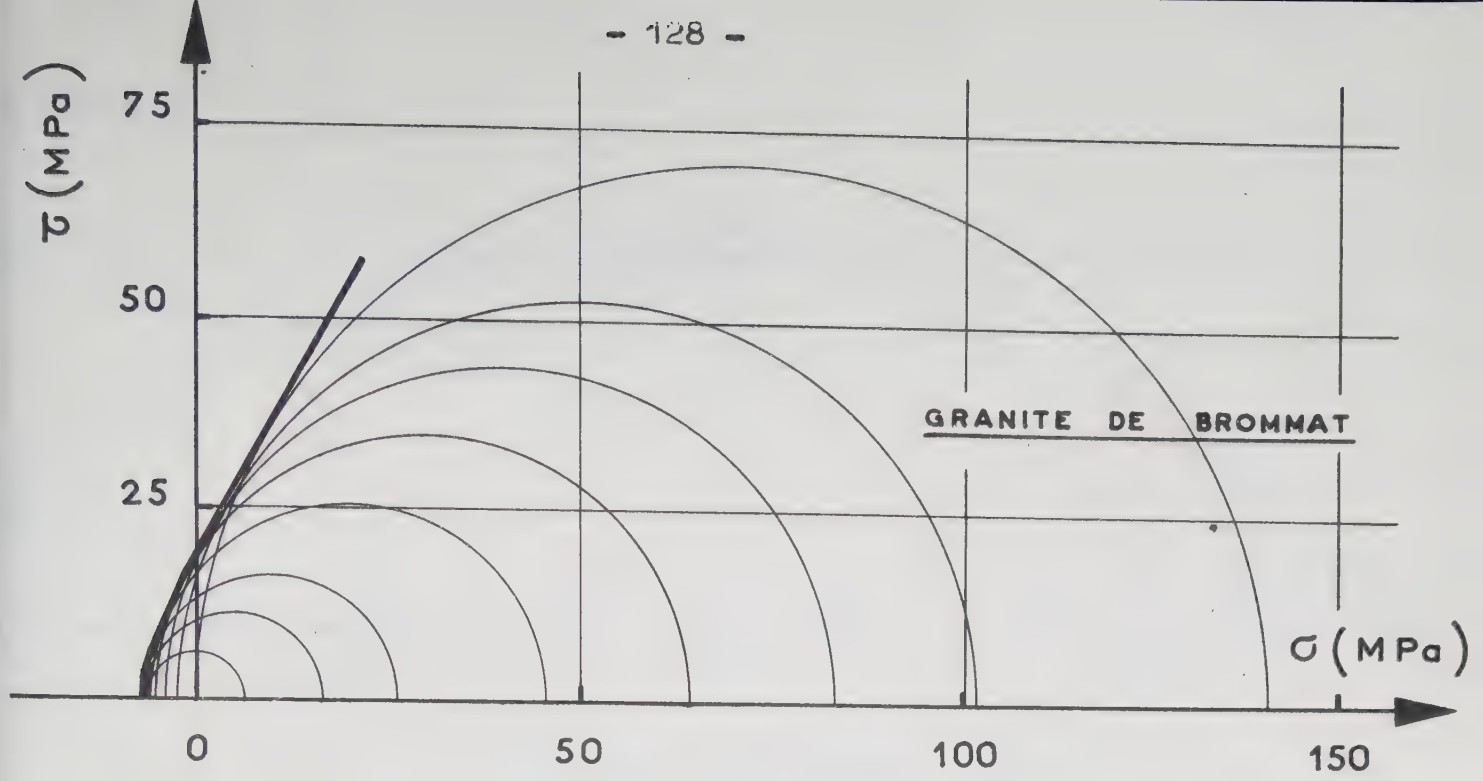
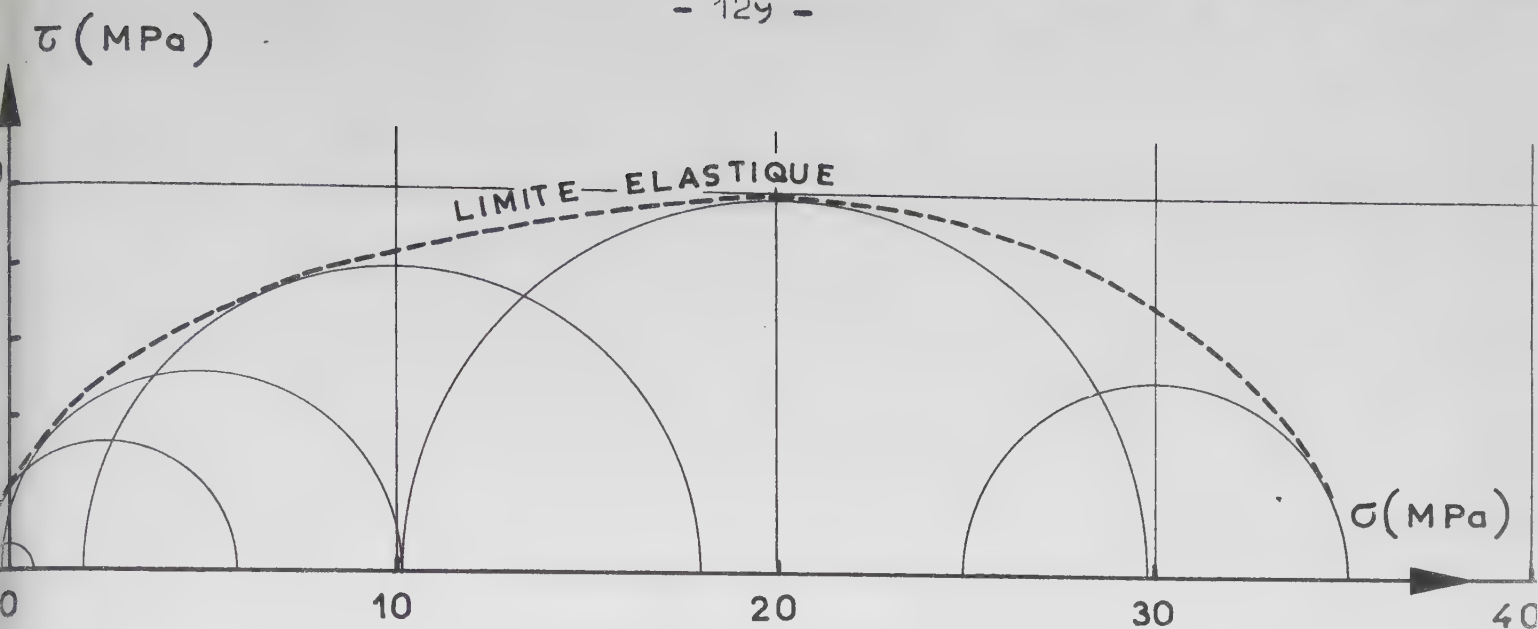
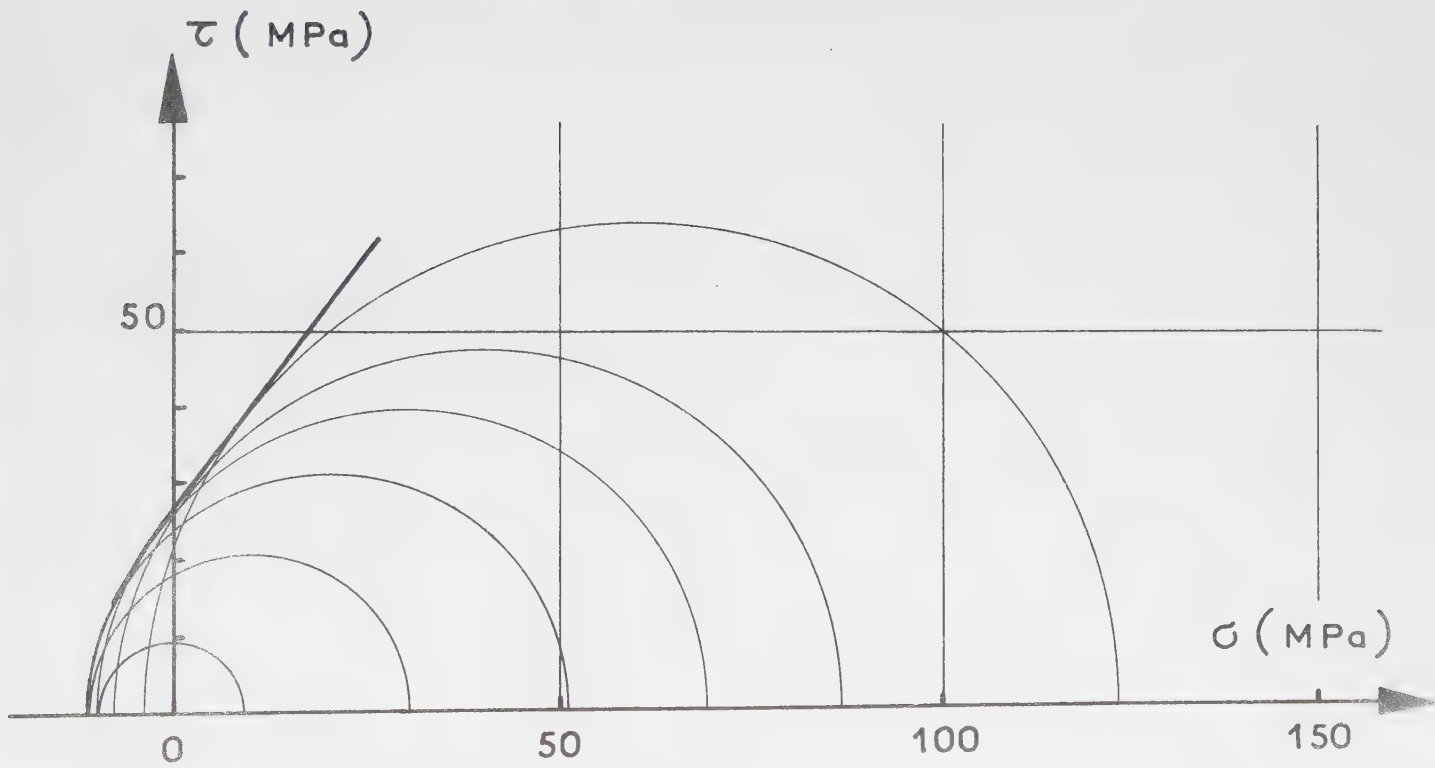


Fig. 3.10 - Courbes Intrinsèques - Essais de Torsion - Compression axiale.





a) CRAIE DE SANCERRE ($w = 0\%$)



b) MARBRE DE VILETTE

Fig. 3.11 - Courbes Intrinsèques -

Essais de Torsion sous pression de Confinement.



complexité est à rattacher à l'hétérogénéité de la matière qui prend une importance primordiale dans les phénomènes de ruptures fragiles.

Dans le domaine plastique, une faiblesse locale ne se manifeste que par un remaniement local. Au contraire, dans le domaine élastique qui est celui de la rupture fragile, une faiblesse locale provoque un début de fissure.

Les essais de torsion que nous avons réalisés montrent que, même en traction, la notion de critère de rupture en un point ne peut expliquer que l'amorce de la rupture. La propagation de cette rupture fait en plus intervenir la distribution des contraintes dans tout le volume avoisinant.

Pour un champ uniforme comme celui de la traction directe, l'amorce et la propagation de la rupture se confondent. Pour un champ non uniforme comme celui de la torsion, elles sont distinctes.

Les résultats essentiels auxquels nous sommes parvenus sont les suivants :

- au voisinage du sommet de la surface intrinsèque, les roches vérifient de manière satisfaisante un critère de traction maximale,
- dans la zone des compressions, elles vérifient un critère de cisaillement où le rôle de la contrainte σ_p n'est pas négligeable.

III. 3-2 - Milieux à anisotropie planaire.

Les ruptures sont d'un type différent suivant la nature de l'anisotropie. MASURE (3.9) a particulièrement bien étudié les ruptures obtenues à partir des essais classiques dans le cas des roches à anisotropie planaire discontinue.

III. 3-2-1 - Ruptures en torsion dans les milieux à anisotropie planaire discontinue.

La rupture d'une roche isotrope en torsion pure est une rupture d'extension qui apparaît selon une hélice inclinée.



à 45° sur les génératrices. Dans le cas d'une roche anisotrope, la direction de la surface de rupture est fonction de l'orientation de la structure de la roche par rapport à l'axe de torsion.

Pour une roche à anisotropie planaire continue, la rupture tend à se rapprocher des plans d'anisotropie. Les éprouvettes de tuffeau de Touraine que nous avons rompues en torsion pure présentent les aspects suivants : (photo 3.8)

- Lorsque la stratification est perpendiculaire à l'axe de torsion ($\alpha = 0^\circ$), la rupture apparaît selon une hélice très inclinée ($55 - 60^\circ$) sur les génératrices (fig. 3.12a).

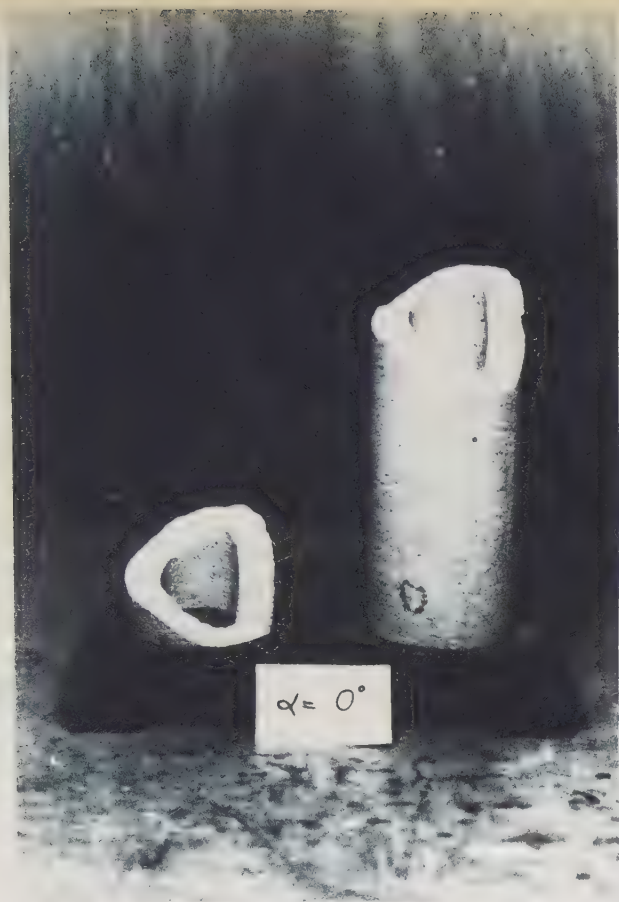
- La rupture est quasiment planaire (fig. 3.13b) lorsque la stratification est à 45° de l'axe de torsion. Elle prend naissance selon un plan de stratification dans la zone sollicitée en traction et inclinée à 45° par rapport aux génératrices.

- Enfin, dans le cas d'une stratification parallèle à l'axe de torsion ($\alpha = 90^\circ$), l'hélice de rupture apparaît dans les zones où les plans de stratification sont tangents à l'éprouvette (fig. 3.12c). Son inclinaison par rapport aux génératrices est voisine de 45° mais cet angle diminue dès que la rupture se propage dans la zone contenant les plans axiaux.

A partir de ces essais de torsion effectués dans différentes directions par rapport aux plans de stratification ($\alpha = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$), nous avons pu tracer la courbe polaire d'anisotropie du couple de torsion à la rupture (fig. 3.13).

Le couple est minimal pour une stratification à 45° par rapport à l'axe de torsion et maximal pour une stratification parallèle à l'axe.





a) $\alpha = 0^\circ$



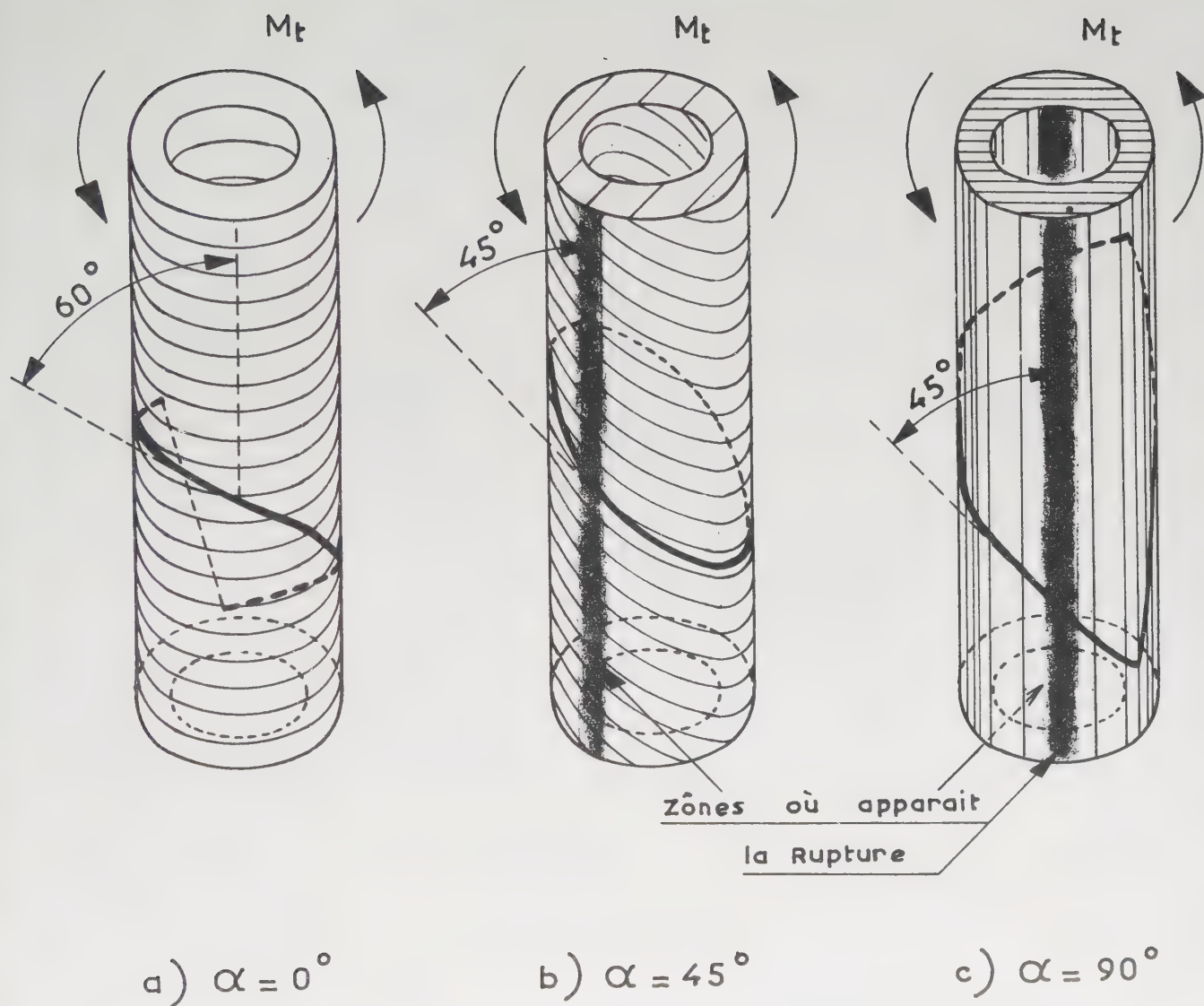
b) $\alpha = 45^\circ$



c) $\alpha = 90^\circ$

Photo 3.8 - Influence de l'orientation de la structure sur la rupture en torsion pure d'une roche à anisotropie planaire continue. Tuffeau de Touraine.
La hauteur de la zone affectée par la rupture croît avec l'angle α





RUPTURES PRINCIPALES ————

RUPTURES SECONDAIRES ————

Fig. 3.12 - Schéma montrant l'orientation des Ruptures (Torsion pure) par rapport à la structure du TUFFEAU DE TOURAINE.



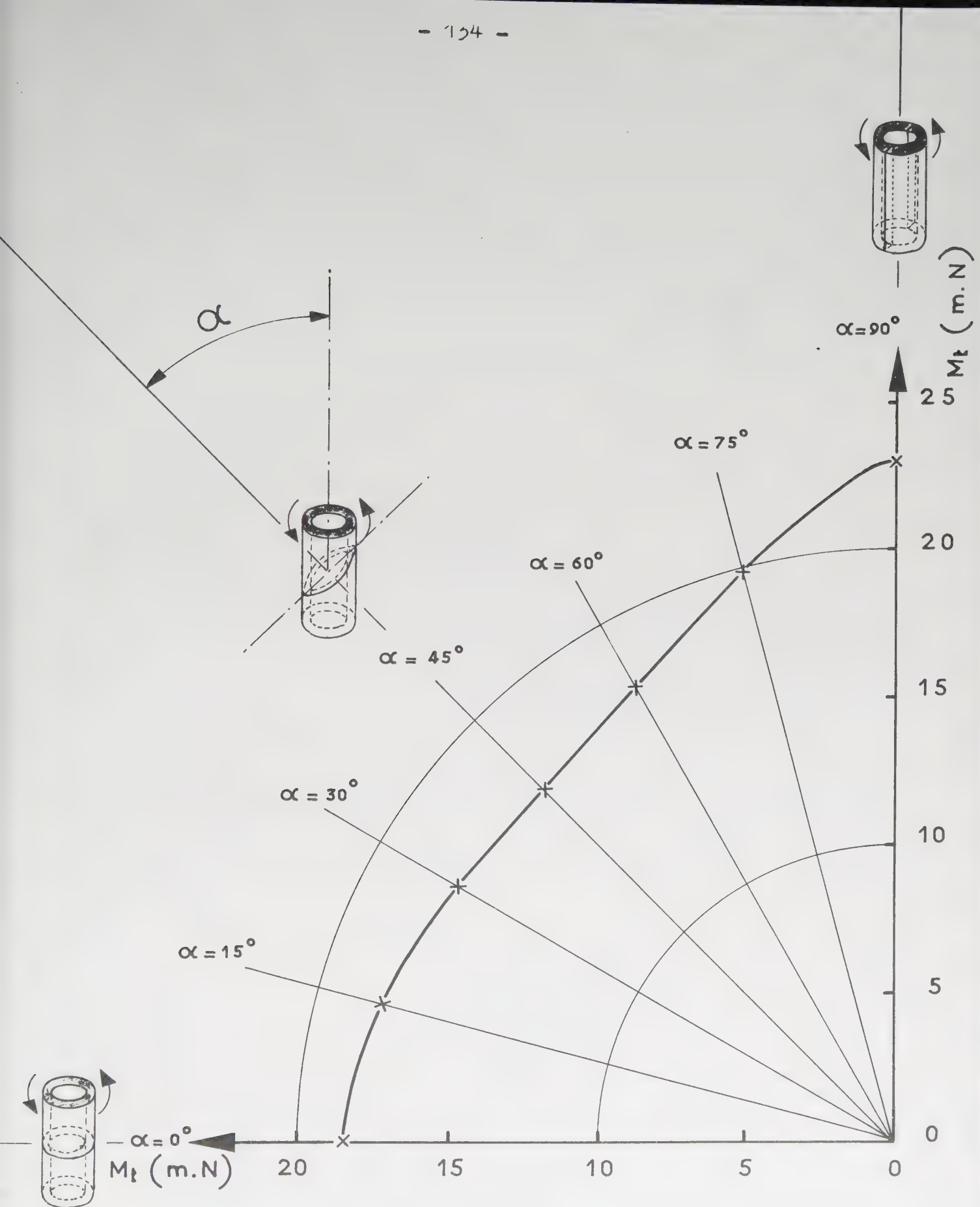


Fig. 3.13 - Courbe polaire d'Anisotropie des résistances en Torsion pure.

TUFFEAU DE TOURAINE

Eprouvettes Tubulaires : diam. 59.3 / 30.8 mm. - haut. 170 mm



Anisotropie des résistances de torsion du tuffeau de Touraine
Eprouvettes tubulaires de diamètres 59,3/30,8 mm

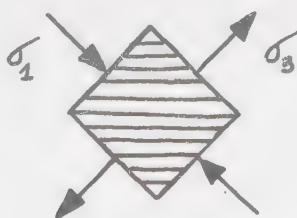
Angle α	Nombre d'essais	Couple de rupture (m.N)	Coefficient de variation
0°	5	18,5	4 %
45°	5	16,6	8 %
90°	6	23	5 %

Le degré d'anisotropie de torsion peut être caractérisé par le rapport $K = \frac{M_t \text{ max.}}{M_t \text{ min.}}$

$K = 1,38$ pour le tuffeau de Touraine.

A la lumière de ces résultats, il apparaît nécessaire de montrer les caractéristiques mécaniques que de tels essais déterminent.

Lorsque la stratification est perpendiculaire à l'axe de torsion, la contrainte moyenne de cisaillement de torsion τ_t à la rupture représente la résistance au cisaillement simple selon l'orientation ci-après :



Lorsque les plans de stratification ne sont plus perpendiculaires à l'axe de torsion, les phénomènes deviennent très complexes car le tenseur contrainte a une orientation variable par rapport à la structure de la roche. Dans ces conditions on ne sait plus très bien ce que l'on mesure : le couple de torsion de rupture dépend à la fois des caractéristiques mécaniques de rupture de la roche et de son anisotropie de déformabilité.



Ainsi, pour une stratification parallèle à l'axe de torsion, des concentrations de contraintes se produisent généralement dans la zone du plan médiateur des plans de stratification de l'éprouvette car, par rapport aux contraintes appliquées, le module de glissement γ est le plus élevé.

III. 3-2-2 - Ruptures des roches à anisotropie planaire discontinue.

Contrairement aux roches précédentes, les roches à anisotropie planaire discontinue présentent en torsion pure des ruptures de clivage, c'est-à-dire des ruptures où la fragmentation de la roche apparaît selon un plan de discontinuités.

Préalablement à l'étude des schistes et pour mieux comprendre les phénomènes, nous avons cherché à créer une discontinuité planaire artificielle au sein d'un bloc de mortier (cf. I. 4-2-2 a) qui ait des caractéristiques mécaniques très constantes selon toute son étendue.

III. 3-2-2-1 - Discontinuités artificielles.

Comme dans le cas du tuffeau de Touraine, nous avons confectionné des lots de 5 éprouvettes tubulaires dans chacune des directions suivantes : $\alpha = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$. Le carottage a été effectué de façon à ce que la discontinuité soit positionnée au centre de l'éprouvette.

Les photos (3.9) montrent les ruptures que nous avons obtenues au cours des essais de torsion pure. Nous constatons que pour $\alpha < 70^\circ$, les ruptures sont planes et confondues avec le plan de la discontinuité artificielle (ruptures de clivage). Pour un angle α supérieur, l'élancement n'est plus assez grand pour qu'elle soit entièrement contenue dans la discontinuité. En particulier, pour $\alpha = 90^\circ$, la rupture est bien différente : elle est inclinée à 45° par rapport aux génératrices. C'est une rupture d'extension. La fragmentation de l'éprouvette se poursuit généralement, sous forme de rupture secondaire, le long du plan de la discontinuité.



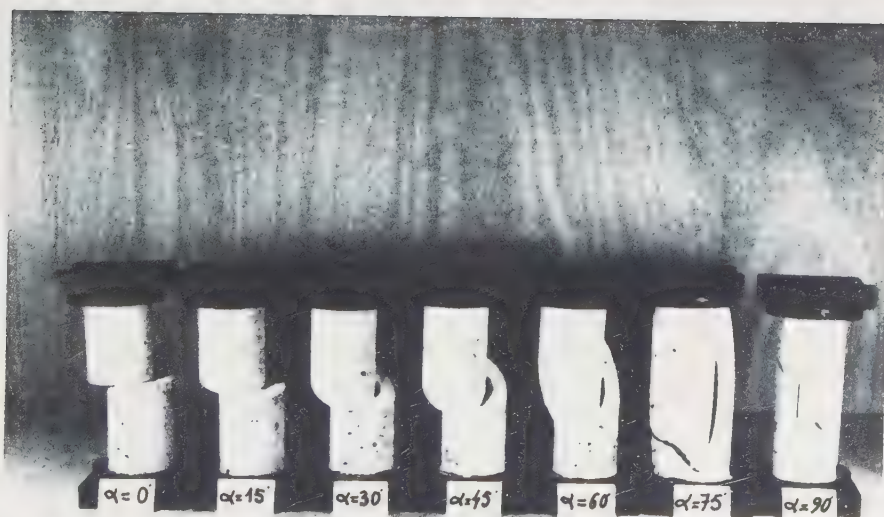


Photo 3.9 - Ruptures en torsion pure d'un mortier
présentant une discontinuité artificielle.



La courbe polaire représentant le couple de torsion de rupture en fonction de l'angle α a une amplitude maximale pour $\alpha = 90^\circ$ et minimale pour $\alpha = 45^\circ$ (fig. 3.14). Cette dernière direction apparaît comme un axe de symétrie de la courbe pour ce qui concerne les seules ruptures de clivage. Pour les autres ruptures, c'est-à-dire celles correspondant à une orientation proche de $\alpha = 90^\circ$, le plan de la discontinuité n'est pas entièrement libre et la rupture selon ce plan est contrariée par la colle à chaque extrémité de l'éprouvette. Ainsi, le couple de torsion de rupture pour le mortier seul et pour le mortier présentant une discontinuité contenue dans un plan proche du plan axial de l'éprouvette, sont très proches l'un de l'autre (fig. 3.14).

III. 3-2-2-2 - Discontinuités naturelles.

Nous avons réalisé les mêmes essais sur les schistes du Col du Sabot et sur les schistes de La Coche.

Pour ces roches, nous avons observé des ruptures de clivage pour les valeurs de α inférieures à α_0 (1) et des ruptures obliques sur la schistosité pour des valeurs supérieures (photo 3.10). La transition n'est pas brutale et la rupture a toujours tendance à suivre le plus possible les plans de discontinuités. Pour $\alpha = 90^\circ$, on retrouve une rupture à 45° des génératrices dans les deux zones où les plans de discontinuités sont tangents à l'éprouvette mais cette rupture se rapproche très nettement des génératrices dans les deux zones où les plans de discontinuités sont axiaux pour l'éprouvette (photo 3.10c).

La courbe polaire d'anisotropie des résistances de torsion des schistes est différente (fig. 3.15). Les résistances de torsion sont très faibles lorsque α est inférieur à 75° et beaucoup plus fortes dès que les plans de discontinuités deviennent parallèles à l'axe de torsion.

(1) α_0 est la valeur de l'angle α à partir duquel tous les plans de schistosité se trouvent "bloqués" par la colle aux deux extrémités de l'éprouvette. Sa valeur dépend de l'élancement de l'éprouvette.



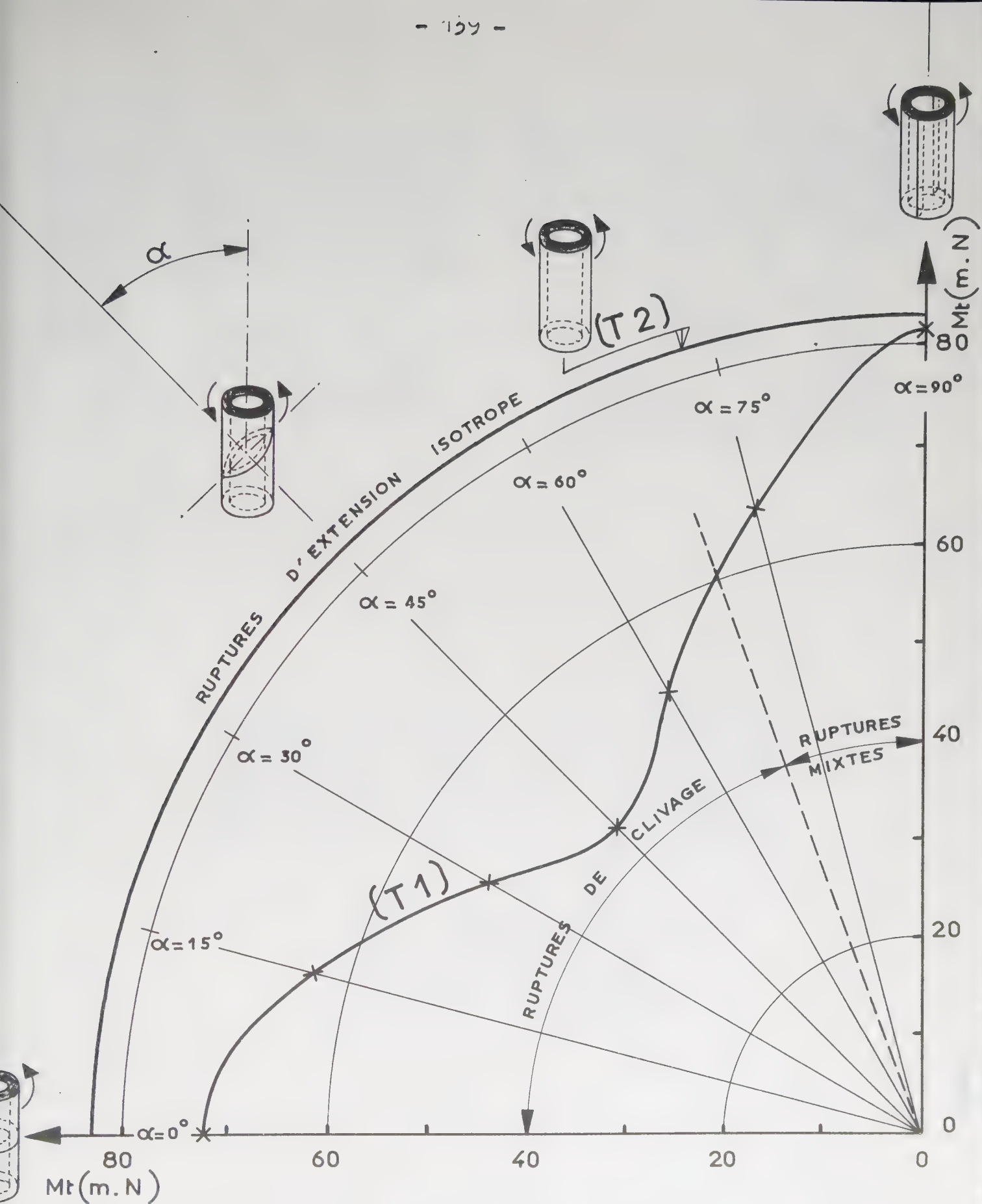
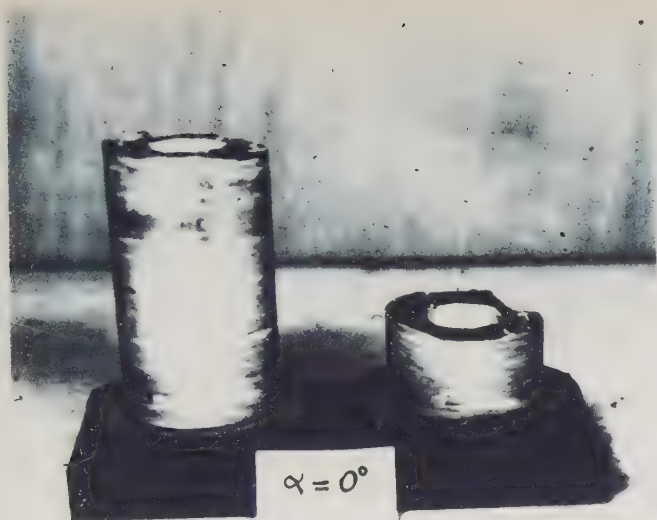


Fig. 3.14 - Courbe polaire d'Anisotropie
du Couple de Torsion à la rupture.

(T1) - MORTIER présentant une discontinuité planaire
(T2) - MEME MORTIER sans discontinuité

Eprouvettes Tubulaires : diam. 60 / 30 mm - haut. 170 mm





a) $\alpha = 0^\circ$ - Rupture de clivage.

b) $\alpha = 45^\circ$ - Rupture de clivage.



c) $\alpha = 90^\circ$ - Rupture sécante.

Photo 3.10 - Ruptures en torsion pure d'une roche à anisotropie planaire discontinue. Schistes verts du Col du Sabot.



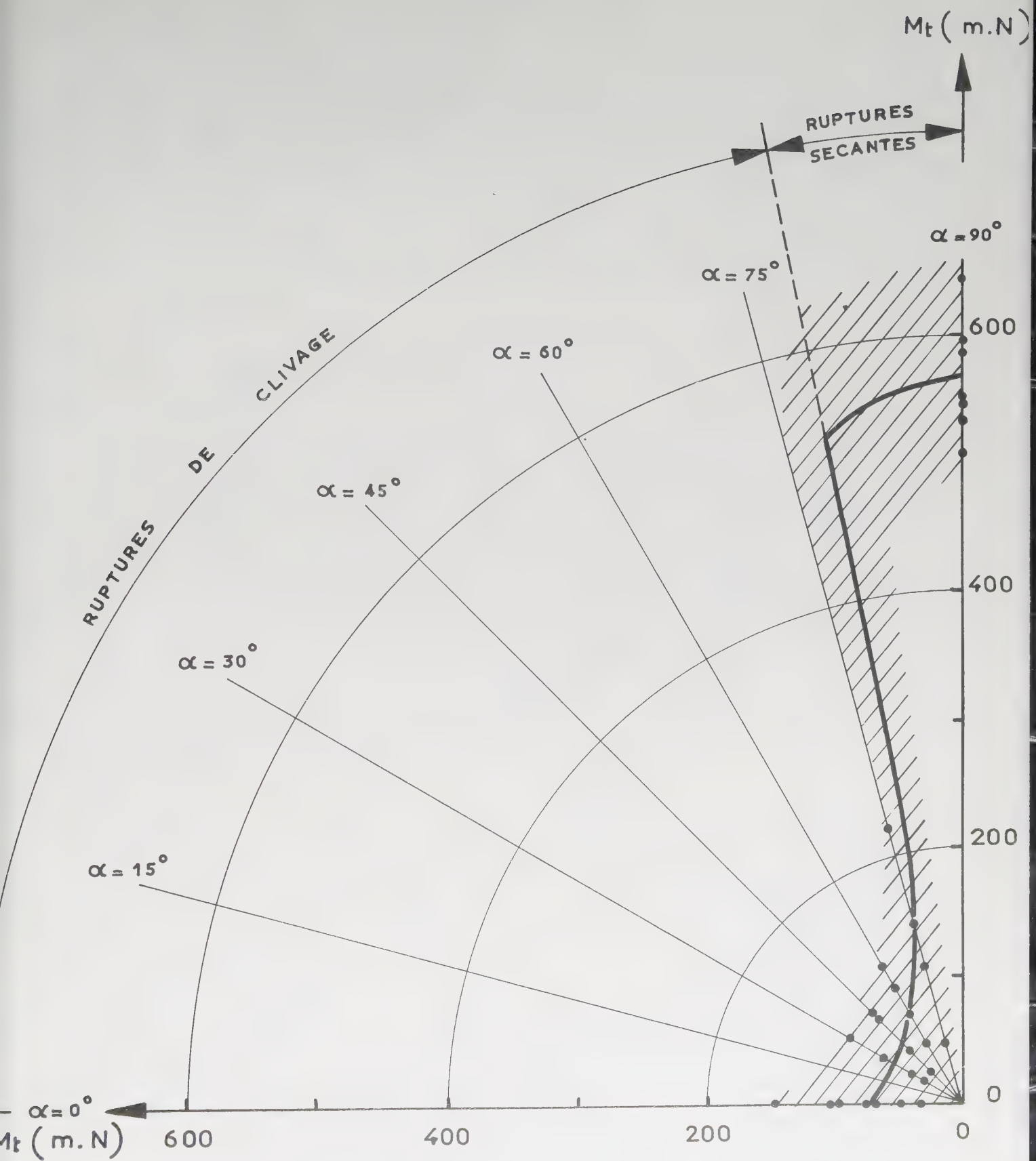


Fig. 3.15 - Courbe polaire d'Anisotropie de la résistance en Torsion pure.

SCHISTES VERTS DU COL DU SABOT

Eprouvettes Tubulaires : diam. 59.8 / 30.2 mm - haut. 150 mm



Pour les schistes, le nombre de plans libres entre les deux têtes de l'éprouvette croît lorsque la schistosité devient orthogonale à l'axe de torsion. A élan-
cement constant, la probabilité de rencontrer un plan de faiblesse est plus élevée. Aussi, la courbe polaire ne présente plus un minimum bien marqué pour une orientation $\alpha = 45^\circ$ de la structure.

Inversement, on peut chercher l'évolution des résistances en maintenant constant l'angle α et en faisant varier l'élan-
cement. Nous avons fait ces essais sur les schistes du col du Sabot à l'aide d'éprouvettes à schistosité perpendiculaire à l'axe de torsion. La dispersion des résultats est très grande. On note cependant une augmentation importante des résistances lorsque l'élan-
cement diminue (fig. 3.16), et surtout une évolution dans le type des ruptures. Pour de grands élan-
cements, ce sont uniquement des ruptures de cli-
vages ; pour de faibles élan-
cements, on observe soit des clivages, soit des ruptures sécantes sur la schistosité. Les résistances correspondant à ce dernier type de rupture représentent les valeurs par défaut de la cohésion selon les plans de discontinuités de la roche.

III. 3-2-2-3 - Courbes intrinsèques de clivage.

Les essais qui ont été réalisés mettent en évidence l'anisotropie de rupture en torsion des milieux anisotropes discontinus. A partir de ces résultats, nous allons voir comment il est possible de tracer une partie de la courbe intrinsèque de clivage du matériau. Pour cela, il est nécessaire de connaître les contraintes normales σ et tan-
gentielles τ qui agissent sur le plan de la discontinuité au moment de la rupture.

Avant de considérer un milieu présentant une disconti-
nuité, nous allons déterminer les contraintes τ et σ que crée un effort de torsion le long d'un plan fictif π inter-
sectant une éprouvette tubulaire très mince et isotrope.

Comme l'indique la figure 3.17, nous désignerons par :



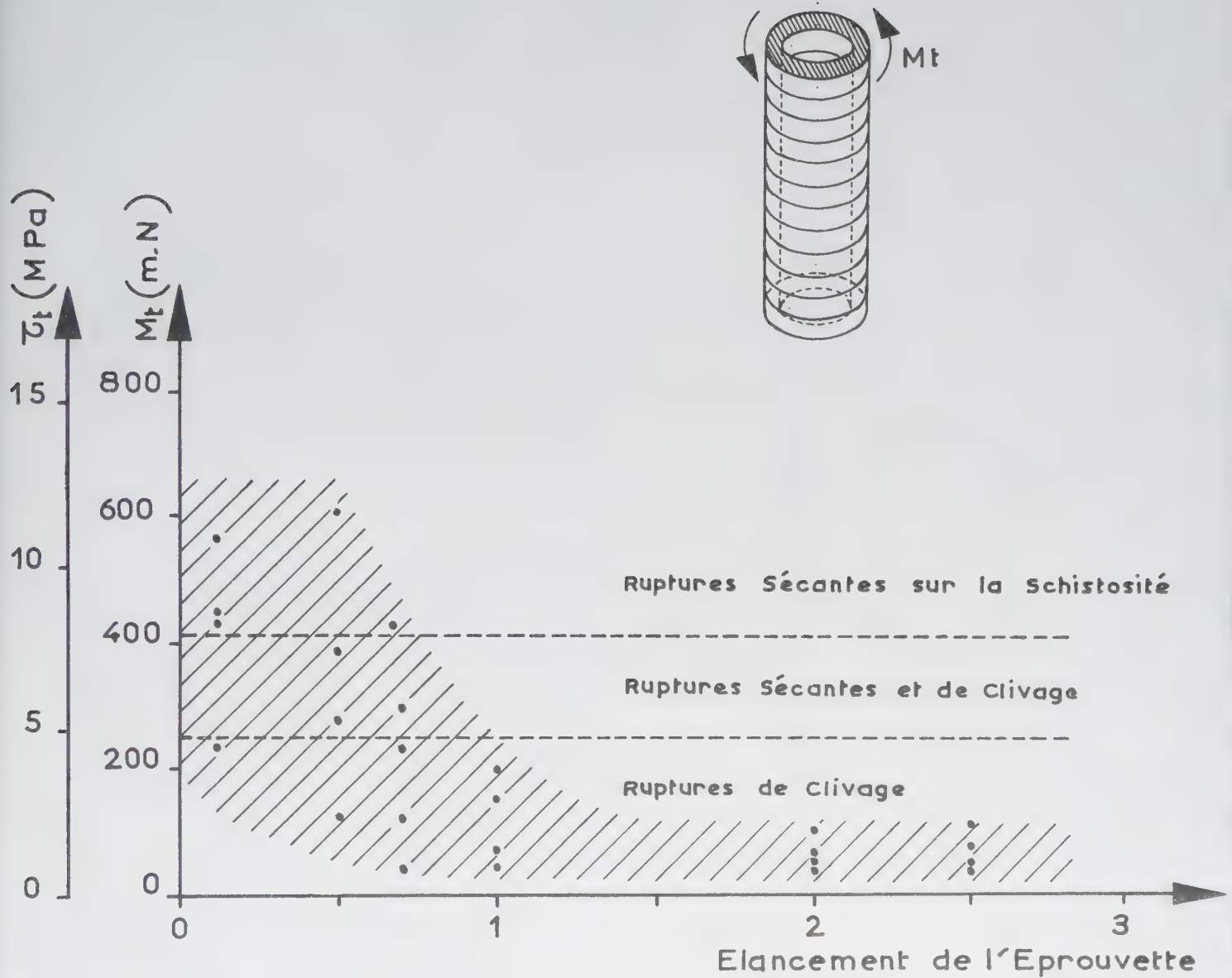


Fig. 3.16 - Influence de l'Elancement de l'Epreuve sur le type de Rupture et sur la résistance de Torsion pure.

SCHISTES VERTS DU COL DU SABOT

Epreuves Tubulaires de diam. 59.8 / 30.2 mm, et de haut. l diverses





- α l'angle de la normale au plan π avec l'axe de torsion,
- M un point variable du plan appartenant à l'éprouvette,
- θ l'angle du dièdre orienté formé par le demi-plan axial contenant la direction OY et le demi-plan axial contenant le point M,
- τ_t la contrainte de cisaillement de torsion appliquée à l'éprouvette.

Soit également le repère fixe OXYZ (OZ direction axiale, OY direction parallèle à la direction diamétrale du plan π , OX direction orthogonale aux deux précédentes) et le repère Mxyz variable avec M (Mz direction axiale, My direction radiale, Mx direction tangente). Les orientations de tous ces axes sont précisées sur la figure 3.17.

Les cosinus directeurs d'un vecteur unitaire $\vec{U}$ normal au plan π dans le repère Mxyz sont :

$$\vec{U} \quad \begin{cases} U_x = \sin \alpha \cos \theta \\ U_y = \sin \alpha \sin \theta \\ U_z = \cos \alpha \end{cases}$$

et les composantes de la contrainte $\vec{\sigma}$ qui agit sur le plan π au point M :

$$\vec{\sigma} \quad \begin{cases} \sigma_x = \tau_t \cos \alpha \\ \sigma_y = 0 \\ \sigma_z = \tau_t \sin \alpha \cos \theta \end{cases}$$

Les contraintes normale σ et tangentielle τ sur le plan ont pour valeurs :

$$\vec{\sigma} \quad \begin{cases} \sigma = \vec{\sigma} \cdot \vec{U} \\ \tau = [\sigma^2 - (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2)]^{1/2} \end{cases}$$

$$\vec{\sigma} \quad \begin{cases} \sigma = \tau_t \sin 2\alpha \cos \theta \\ \tau = \tau_t [\cos^2 \alpha + \cos^2 \theta \sin^2 \alpha (1 - 4 \cos^2 \alpha)]^{1/2} \end{cases}$$

En éliminant θ , on obtient la relation entre σ , τ et α . Dans le cas général, l'équation liant les contraintes σ et τ d'un plan π , pour un angle α donné, est l'équation d'une conique.



Pour $\alpha < 60^\circ$, ce sont des fonctions elliptiques d'équation :

$$\left[\frac{\tau}{\tau_t \cos \alpha} \right]^2 + \left[\frac{\sigma}{\frac{2 \tau_t \cos^2 \alpha}{(4 \cos^2 \alpha - 1)^{1/2}}} \right]^2 = 1$$

$$\sigma \in (-\tau_t \sin 2\alpha, \tau_t \sin 2\alpha)$$

Pour $\alpha > 60^\circ$, ce sont des fonctions hyperboliques d'équation :

$$\left[\frac{\tau}{\tau_t \cos \alpha} \right]^2 - \left[\frac{\sigma}{\frac{2 \tau_t \cos^2 \alpha}{(4 \cos^2 \alpha - 1)^{1/2}}} \right]^2 = 1$$

$$\sigma \in (-\tau_t \sin 2\alpha, \tau_t \sin 2\alpha)$$

L'état des contraintes (τ, σ) agissant sur différents plans π est représenté géométriquement sur la figure 3.18. Toutes les courbes sont limitées par le cercle de cisaillement simple de torsion de rayon τ_t . Ce sont des portions d'ellipse pour $\alpha < 60^\circ$ et des portions d'hyperboles pour $\alpha > 60^\circ$.

Signalons quelques cas particuliers qui apparaissent comme des cas limites :

- Pour $\alpha = 0^\circ$ $\left| \begin{array}{l} \sigma = 0 \\ \tau = \tau_t \end{array} \right.$

Sur ce plan, l'effort est un cisaillement pur qui se représente par un point (fig. 3.10) dans un repère de MOHR.

- Pour $\alpha = 60^\circ$ $\left| \begin{array}{l} \tau = \frac{\tau_t}{2} \\ \sigma \in \left(-\frac{\sqrt{3}}{2} \tau_t, \frac{\sqrt{3}}{2} \tau_t \right) \end{array} \right.$

La représentation géométrique est une portion de droite (fig. 3.18).

- Pour $\alpha = 90^\circ$, on retrouve le cas $\alpha = 0^\circ$ si le plan est axial. Pour un plan non axial et situé à la distance $d = R |\sin \theta|$ de l'axe, l'état de contrainte est $\left| \begin{array}{l} \sigma = 0 \\ \tau = \tau_t \cos \theta \end{array} \right.$



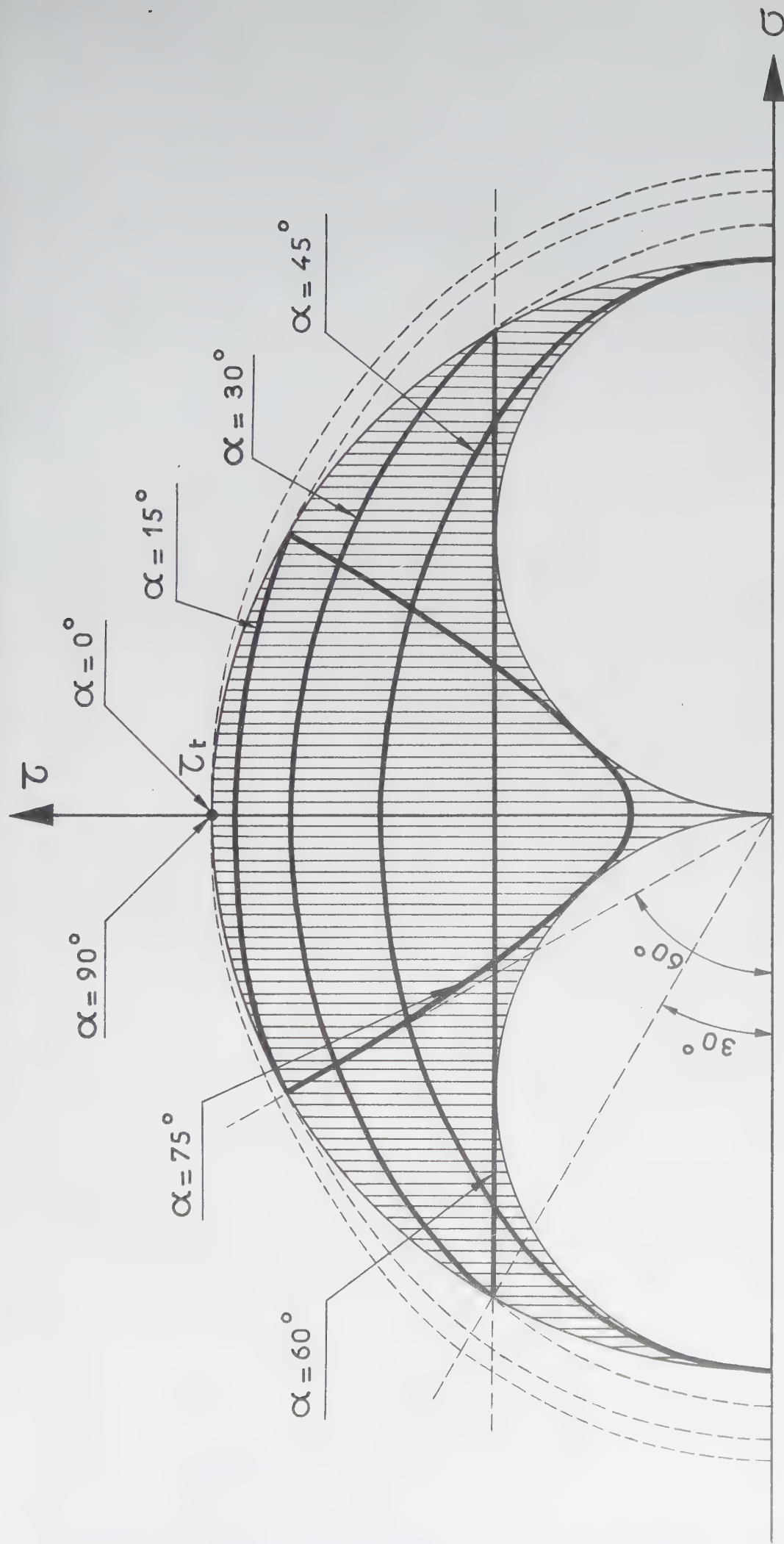


Fig. 3. 18 – Repère de MOHR – Représentation géométrique, pour différentes valeurs de α , de l'état de contrainte dans un Plan π coupant une Eprouvette tubulaire, isotrope, infiniment mince, soumise à une contrainte de cisaillement τ_t .



- Enfin, pour $\alpha = 45^\circ$, précisons que la courbe (fig. 3.18) est une ellipse complète.

A l'observation de ces résultats, on constate que les courbes relatives à des inclinaisons complémentaires (α) et $(\frac{\pi}{2} - \alpha)$ du plan π , ont un point commun situé sur le grand cercle de cisaillement de torsion (fig. 3.18).

Considérons maintenant un milieu isotrope présentant une discontinuité planaire dans lequel on découpe des éprouvettes tubulaires selon différentes orientations. L'exemple choisi sera notre mortier qui comporte une discontinuité planaire artificielle.

L'épaisseur de la discontinuité est très petite si bien que l'on peut considérer que le champ de contrainte n'est pas perturbé au voisinage du plan.

Dans le cas d'une rupture de clivage, la rupture s'amorce en un point P bien précis, selon la direction qui est repérée $\theta = \pi$ (direction diamétrale du plan de discontinuité) et qui est située dans le demi-plan où existent les contraintes de traction (fig. 3.17).

En ce point P, la contrainte $\vec{\sigma}_p$ a pour composantes

$$\vec{\sigma}_p \left| \begin{array}{l} \sigma = - \tau_t \sin 2\alpha \\ \tau = \tau_t \cos 2\alpha \end{array} \right. \quad (16)$$

Pour un même couple et pour des angles α complémentaires ces composantes demeurent identiques. Aussi, les couples de rupture correspondant à des angles (α) et $(\frac{\pi}{2} - \alpha)$ devraient être les mêmes.

C'est ce que nous avons constaté expérimentalement. La courbe polaire des résistances de torsion de clivage présente une symétrie par rapport à la bissectrice du repère (fig. 3.14).

A l'aide de la courbe d'anisotropie des résistances de torsion de clivage et des équations (16), il devient alors possible de tracer la courbe intrinsèque de clivage du matériau.



Pour $\alpha = 0^\circ$

$$\begin{array}{c|c} \vec{\sigma}_p & \begin{array}{l} \sigma = 0 \\ \tau = \tau_t \end{array} \end{array}$$

τ_t représente la cohésion le long de la discontinuité.

Pour $\alpha = 45^\circ$

$$\begin{array}{c|c} \vec{\sigma}_p & \begin{array}{l} \sigma = -\tau_t \\ \tau = 0 \end{array} \end{array}$$

τ_t représente la résistance à la traction pour un effort perpendiculaire à la discontinuité.

Géométriquement, la construction de la courbe intrinsèque de clivage est réalisée de manière polaire à partir de l'angle polaire β et du module τ_t (fig. 3.19).

$$\beta = (\vec{OT} \vec{O\sigma}) = \left| \frac{\pi}{2} - 2\alpha \right|$$

τ_t = contrainte de cisaillement de torsion à la rupture pour un clivage selon un plan orienté α .

Remarque : Lorsque la discontinuité est peu inclinée sur l'axe de torsion (α proche de 90°), la rupture ne peut pas se propager librement aux deux extrémités de l'éprouvette et, dans ce cas, la construction précédente ne s'applique pas.

La figure 3.20 représente la courbe intrinsèque de clivage du mortier selon la discontinuité artificielle. Cette courbe, qui vérifie habituellement une loi de type COULOMB ($\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$) dans le domaine des compressions, s'incurve du côté de l'origine (3.10) dans le domaine des tractions. Finalement, elle devient perpendiculaire à l'axe σ et vérifie un critère de traction maximale. Des essais de traction directe effectués dans différentes directions sur ce même mortier à discontinuités, ont donné, à l'aide de la construction de SIRIENS (3.11), des résultats analogues.

De même, pour une roche à anisotropie planaire discontinue et à symétrie axiale, la courbe d'anisotropie des résistances de torsion permet de tracer, dans la mesure où l'anisotropie ne perturbe pas trop le champ de contrainte, la zone intrinsèque de clivage (fig. 3.21).



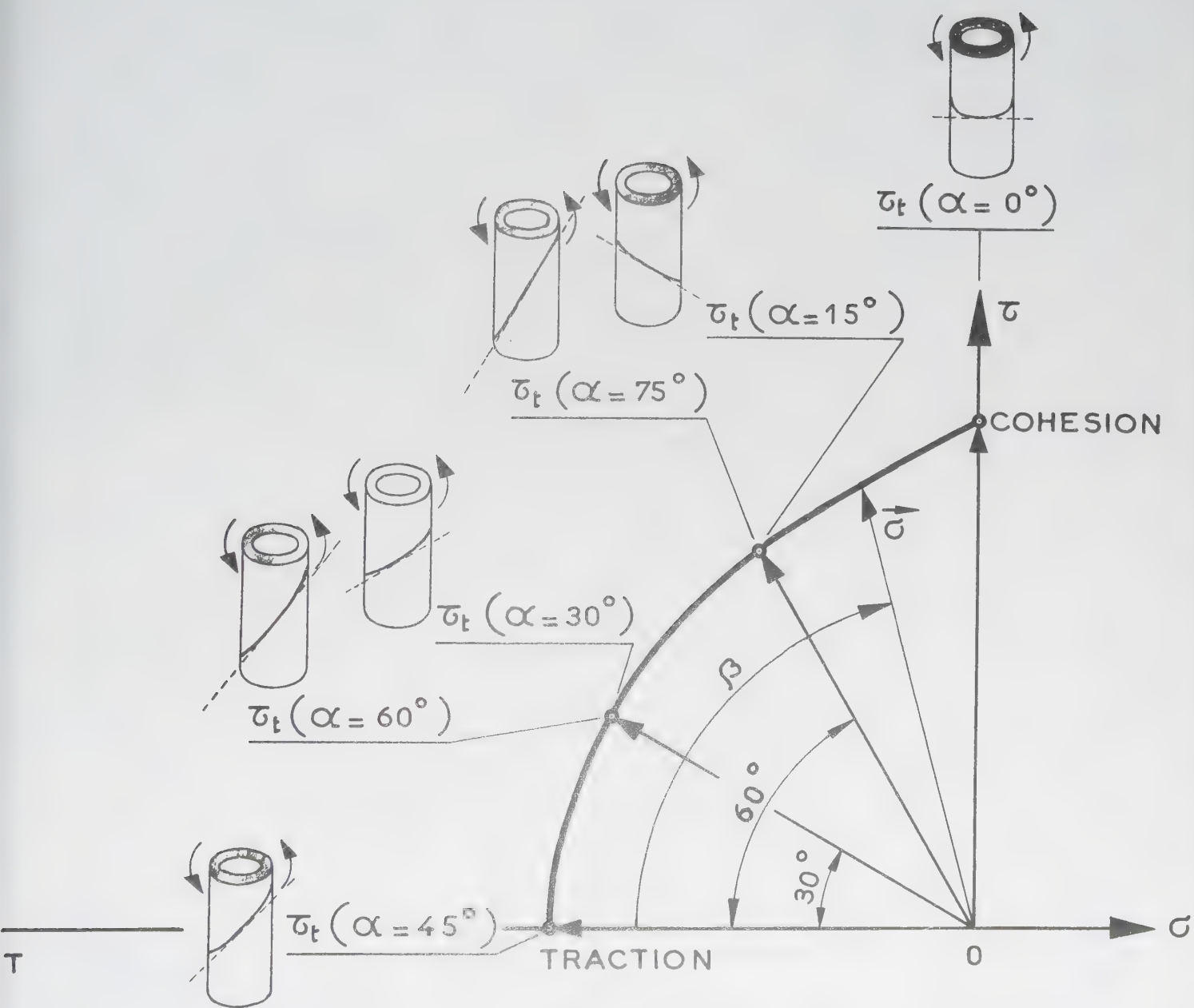


Fig. 3.19 - Construction polaire schématique de la Courbe intrinsèque de Clivage d'un Matériau présentant une discontinuité planaire (symétrie axiale) à partir d'essais de Torsion pure réalisés selon différentes directions.



(C) - COURBE INTRINSEQUE DE CLIVAGE (repère : τ, σ)

(T) - COURBE POLAIRE D'ANISOTROPIE A LA RUPTURE DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DE TORSION τ_t (repère polaire : τ_t) -

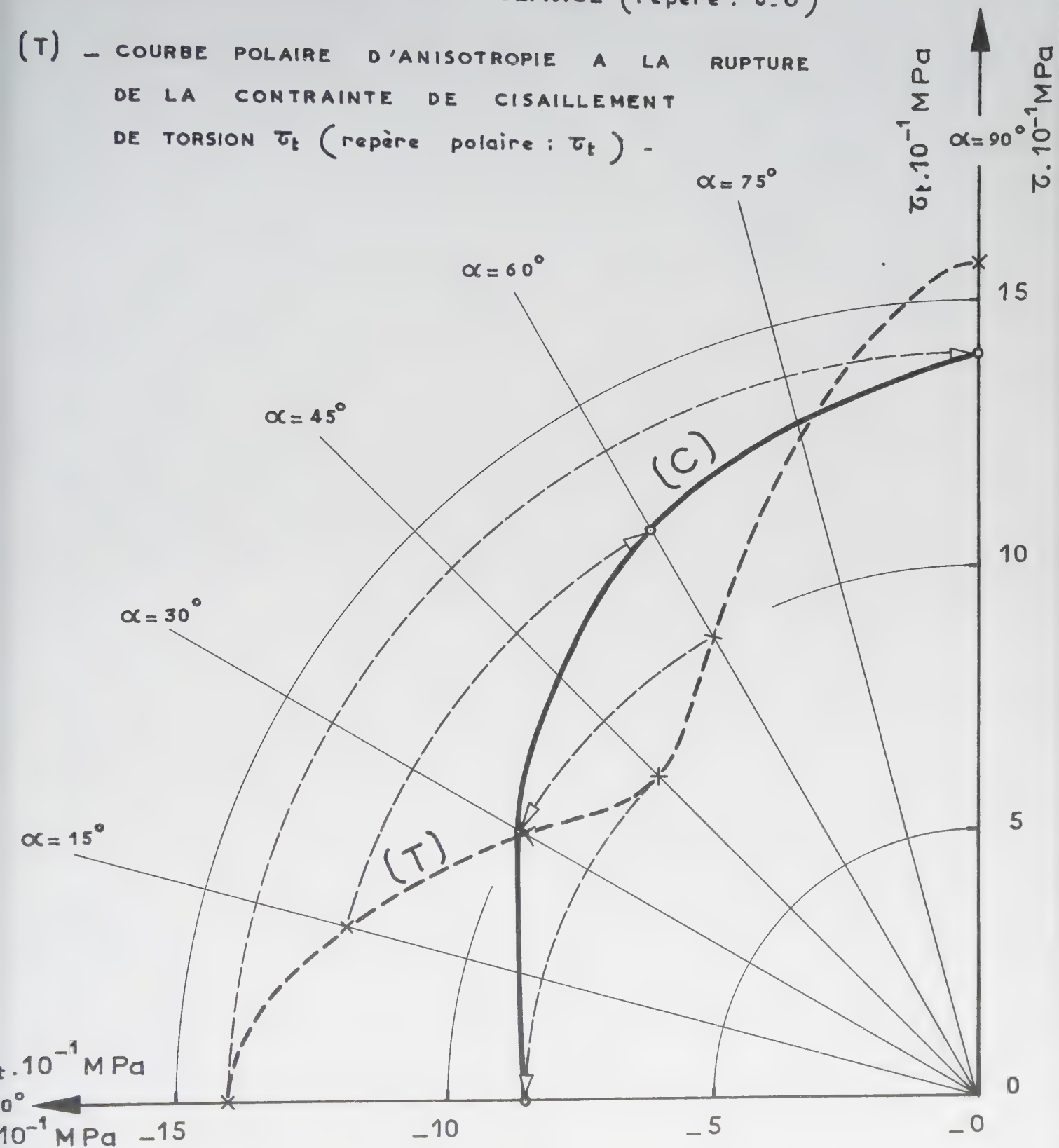


Fig. 3.20 - Courbe intrinsèque de Clivage, construite à l'aide de la Courbe polaire d'Anisotropie.

MORTIER présentant une discontinuité planaire artificielle.

Eprouvettes Tubulaires : diam. 60 / 30 mm - haut. 170 mm



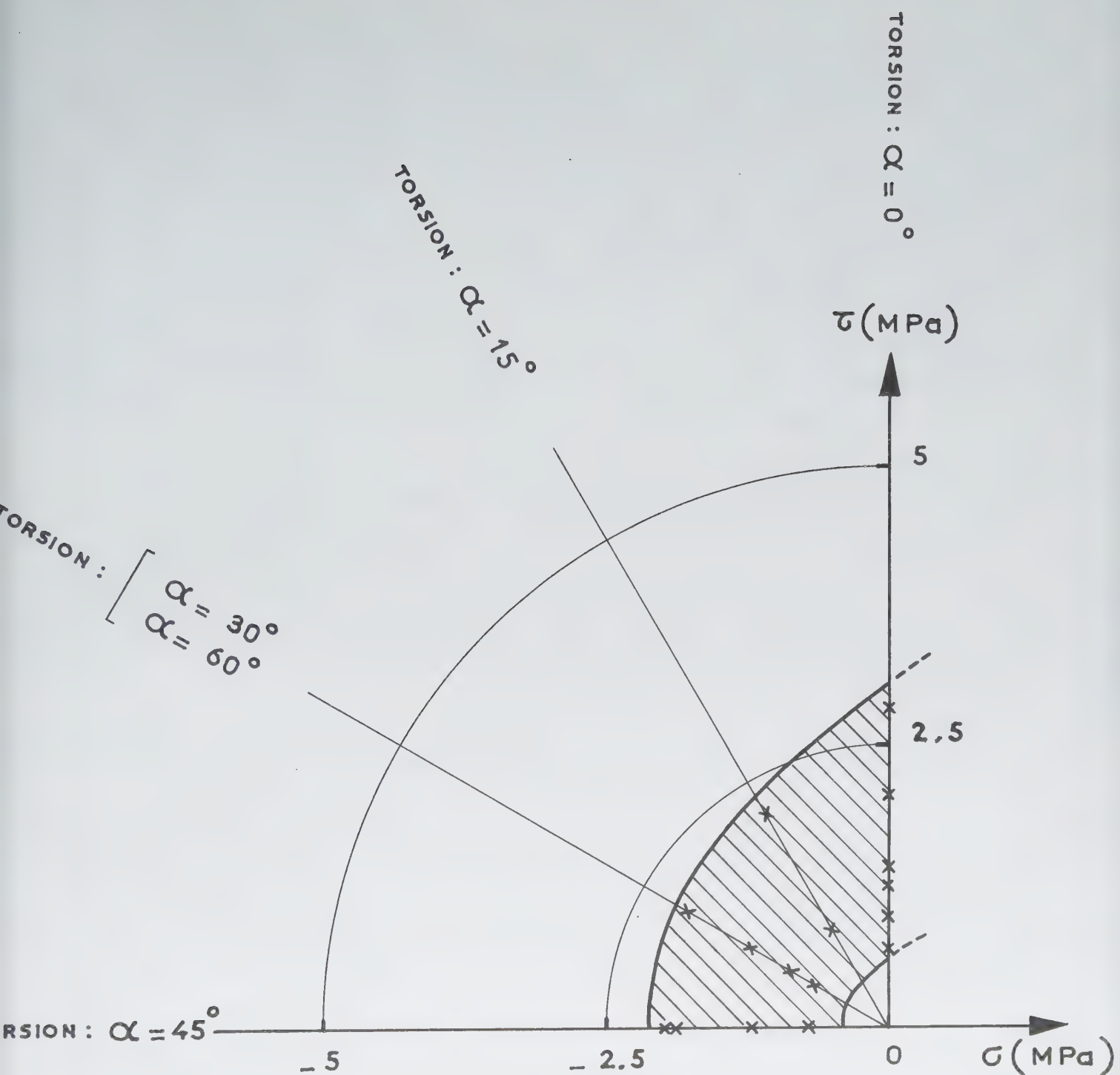


Fig. 3. 21 - Zone intrinsèque de Clivage -

Construction polaire à partir des essais de Torsion réalisés dans différentes directions par rapport à la Structure.

SCHISTES VERTS DU COL DU SABOT

Eprouvettes Tubulaires : diam. 59.8 / 30.2 mm - haut. 150 mm



Les résistances que l'on obtient sont généralement très faibles.

Sur les schistes de La Coche, nous avons successivement déterminé la cohésion dans différents plans de discontinuité (fig. 3.22). L'opération consiste à coller le plan de rupture et à recommencer l'essai. A chaque fois, le plan le moins résistant cède et les mesures montrent que la cohésion marque une nette progression. Dans chacun des plans de la roche, la cohésion est différente et les mesures ne reflètent que la cohésion minimale.

En outre, on notera que les caractéristiques mesurées ne prennent pas en considération certains plans de grande faiblesse qui conduisent à des ruptures prématurées au cours du carottage.

Enfin, on insistera tout particulièrement sur ce mode de cisaillement qui n'impose pas un plan privilégié de rupture.

III. 4 - CONCLUSION.

Lorsque la roche est isotrope, l'orientation de la rupture ne dépend que de l'orientation du tenseur contrainte. Pour des pressions moyennes relativement faibles (torsion pure, torsion-compression axiale, torsion sous faible pression hydrostatique), ces roches présentent des ruptures d'extension.

Lorsque la roche est anisotrope, l'orientation de la rupture dépend à la fois du tenseur contrainte et de son orientation par rapport à la structure. Suivant la direction de la sollicitation, on observe des ruptures de clivage ou des ruptures sécantes sur la structure.

L'intérêt majeur des essais de torsion-compression axiale et dans une certaine mesure des essais de torsion-compression hydrostatique, réside dans le champ de contraintes qu'ils développent. Ils déterminent les caractéristiques mécaniques des roches (cohésion, résistance au



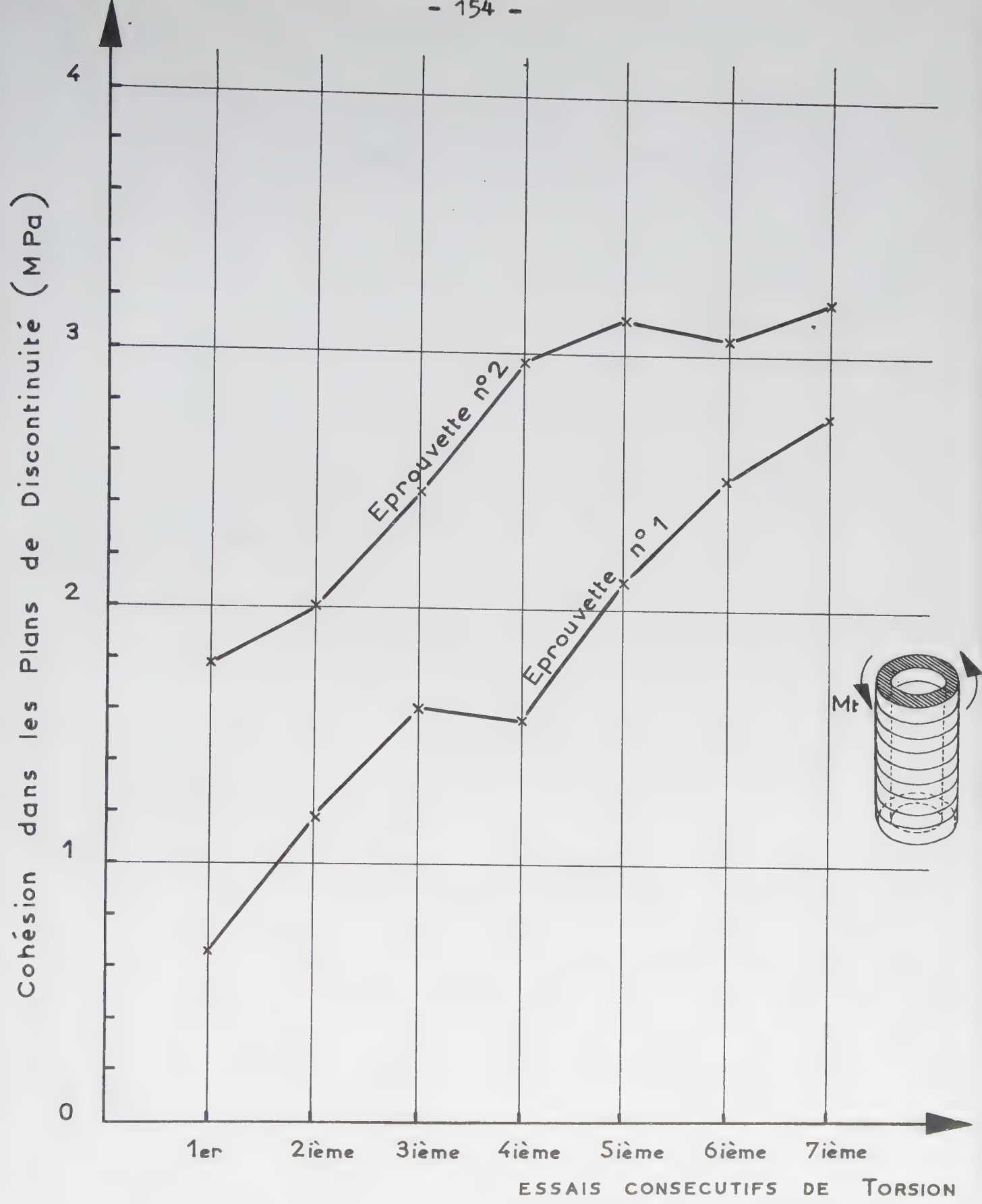


Fig. 3.22 - Analyse de l'Evolution de la Cohésion présentée par les Roches à anisotropie planaire discontinue, par substitution progressive des Plans de faiblesse et leur remplacement par des collages à l'ARALDITE.
SCHISTE DE LA COCHE - $\alpha = 0^\circ$
Eprouvettes Tubulaires : diam. 59.2 / 30.2 mm - haut. 150 mm



cisaillement simple, ...) dans la zone où interviennent simultanément des contraintes de traction et de compression. Dans les problèmes pratiques, c'est un champ de contrainte fréquent.

En ce qui concerne les milieux à anisotropie planaire discontinue, les résultats que nous avons obtenus montrent que les caractéristiques mécaniques le long des plans de discontinuité sont très dispersées et qu'elles doivent être considérées, dans les calculs relatifs aux ouvrages, comme très faibles, voire nulles (pour certains schistes).

A cet égard, le cisaillement par torsion reflète tout à fait bien les cisaillements naturels où les ruptures se propagent selon les zones de faiblesse.



Liste bibliographique

- 3.1 CAQUOT. A., KERISEL. J., Traité de Mécanique des sols. Gauthiers-Villars, 1959.
- 3.2 PELTIER. R., La fissurabilité des bétons. Annales de l'I.T.B.T.P., p. 21 - 42, décembre 1970.
- 3.3 L'HERMITE. R., Idées actuelles sur la technologie du béton. Collection de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, p. 134 - 143, 1955.
- 3.4 DURELLI. A.J., PARKS. V., Relationship of size and stress gradient to brittle failure stress, Proc. Fourth U.S. Nat. Cong. Appl. Mech., p. 931 - 938, 1962.
- 3.5 BRICE. L.P., Etudes des conditions de formation des fissures de glissement et de décohésion dans les solides. Travaux, p. 475 - 506, 1954.
- 3.6 HANDIN. J., HEARD. H.C., MAGUIRK. J.N., Effets of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite and glass at different temperatures and strain rates - Journal of Geophysical Research, Vol. 72, n° 2, p. 611 - 640, 1967.
- 3.7 HABIB. P., Exposé d'introduction. Colloque RILEM sur la déformation et la rupture des solides soumis à des sollicitations pluriaxiales.
- 3.8 PARATE. N.S., Critère de rupture des roches fragiles. Annales de l'I.T.B.T.P. n° 253, Janvier 1969.



- 3.9 MASURE. P., Comportement des roches à anisotropie planaire discontinue. Application à l'étude de la stabilité des excavations souterraines. Thèse présentée à la Faculté des Sciences de Nancy, 1970.
- 3.10 MORE. G., Contribution à l'étude de la rupture fragile des matériaux isotropes et des matériaux anisotropes. Thèse présentée à la Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble, 1965.
- 3.11 SIRIEYS. P.M., Contribution à l'étude des lois de comportement des structures rocheuses. Thèse présentée à la Fac. des Sc. de l'Univ. de Grenoble, 1966.







CHAPITRE IV

COMPARAISON DES RESISTANCES MECANIQUES

DE TORSION AVEC LES ESSAIS CLASSIQUES



IV. 1 - INTRODUCTION.

Au cours des chapîtres précédents, nous avons déterminé les caractéristiques mécaniques de torsion des roches. Nous allons maintenant établir une comparaison synthétique entre ces caractéristiques et celles que l'on obtient par les essais classiques de mécanique des roches, à savoir principalement la traction, le cisaillement, le frottement ... Cette comparaison concernant principalement les caractéristiques de la partie tout à fait sommitale de la surface intrinsèque, est très intéressante, car au-delà d'un examen critique des différents essais, elle permet de se faire une idée plus réaliste des résultats que donne le laboratoire.

IV. 2 - RESISTANCE A LA TRACTION.

Les méthodes utilisées pour obtenir la résistance à la traction des matériaux fragiles sont nombreuses (4.1). Elles sont cependant loin d'être standardisées.

Les résultats des essais de traction directe et de traction indirecte que nous avons réalisés (essais brésiliens et quelques essais de flexion) ont permis de situer la valeur relative de la résistance de traction déterminée par l'essai de torsion pure. Pour mieux juger, nous préciserons très succinctement le côté expérimental des différents essais.

IV. 2.1 - Traction directe.

Les éprouvettes cylindriques qui ont été soumises aux essais de traction directe ont un diamètre de 60 mm et un élanement 2. Leurs extrémités sont rectifiées et collées au centre de pièces métalliques. La surface de collage est constituée de la section droite et d'une certaine hauteur annulaire de surface latérale (photo 4.1).

L'effort de traction directe est appliqué axialement par une presse MOHR-FEDERHAFF à une vitesse de montée en charge de 0,2 MPa par seconde. Un système de quatre rotules assure une meilleure uniformité du champ des contraintes.



Le tableau suivant indique les valeurs des résistances R_{Td} de traction directe et R_{Tt} de cisaillement simple de différentes roches que nous avons testées. Une comparaison graphique est établie sur la figure 4.1.

Au regard de ces résultats, il apparaît que les résistances de cisaillement simple déterminées en torsion pure sont supérieures ou égales à celles déterminées en traction directe.

Résistances à la traction en MPa			
Matériaux	R_{Tt} (1)	R_{Tb} (2)	R_{Td} (1)
Granite de Brommat	6,0	7,5	5,8
Granite de Corbière	6,4	7,0	6,3
Craie de Sancerre	0,55	0,77	0,50
Marbre de Vilette	9,4	9,4	7,2
Anhydrite d'Echaillon	3,8	3,7	-
Mortier ISO (7 jours	2,7	3,0	2,3
à (28 jours	4,4	4,2	3,5
saturation (90 jours	4,6	4,4	3,6
Mortier ISO (7 jours	3,5	3,3	2,7
à faible te- (28 jours	4,6	4,4	3,6
neur en eau (90 jours	4,6	4,7	3,7
Schistes du Col du Sabot (3)	0,5 à 0,2	7,7	0,4 à 2
Schistes de La Coche (3)	0,5 à 1	3,5	0,5 à 1

(1) Moyenne de 3 à 5 mesures.

(2) Moyenne de 10 mesures.

(3) Effort de traction orienté perpendiculairement aux plans de schistosité.

Les mesures effectuées sur les roches et les mortiers ont montré que les résistances de traction et de cisaillement simple ont des valeurs relatives situées dans la fourchette suivante :

$$R_{Tt} \in (R_{Td}, 1,3 R_{Td})$$



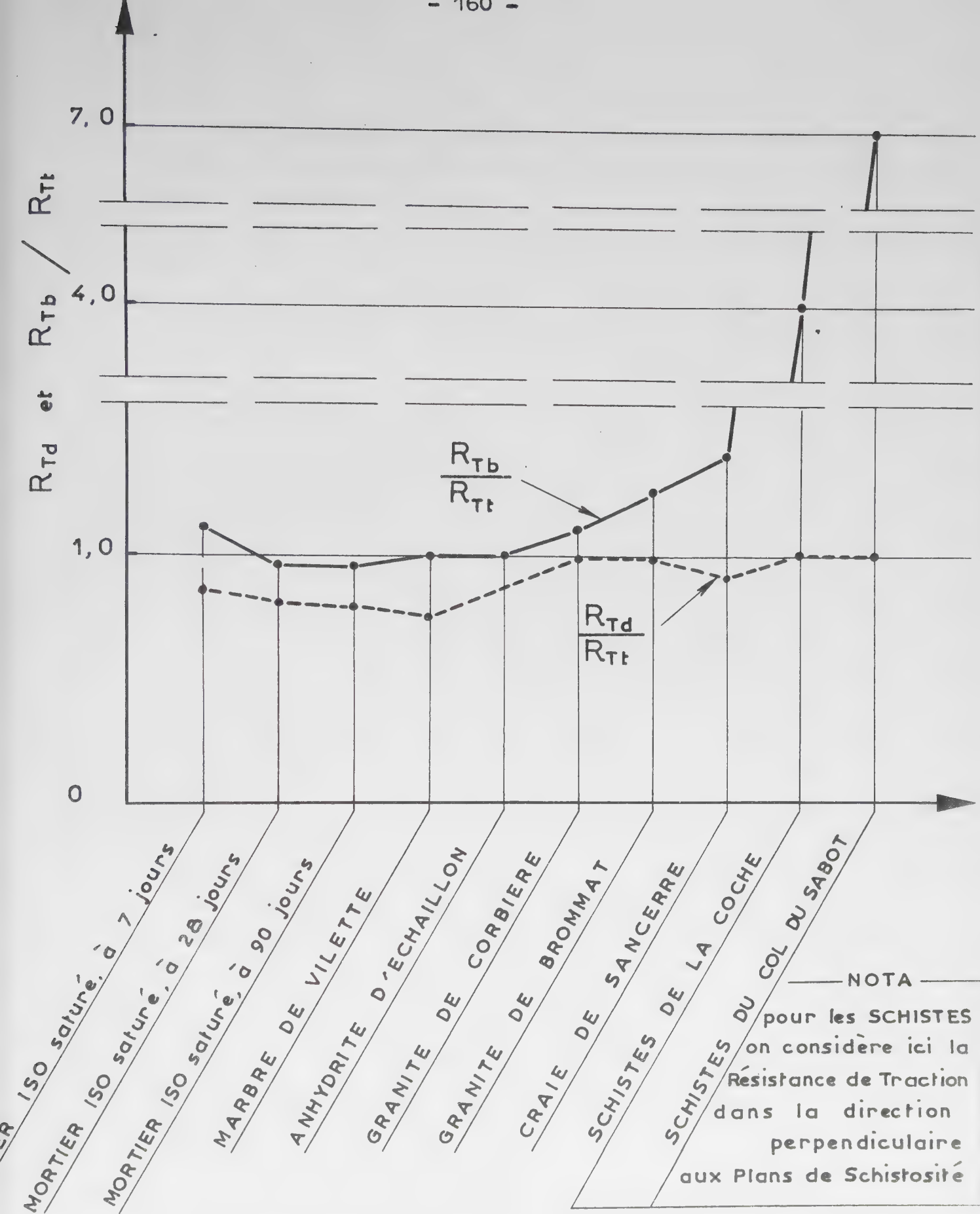


Fig. 4.1 – Comparaison des Résistances de Traction Directe et Brésilienne, par rapport à la Résistance de Torsion, pour différentes Roches.



Les valeurs de R_{Tt} et de R_{Td} les plus éloignées sont relatives aux roches homogènes, isotropes, donc peu fissurées (marbre, mortier ISO, ...).

Ces différences concernant la mesure de la résistance à la traction trouvent leurs explications :

- d'une part, dans la nature du champ des contraintes qui est monoaxial en traction directe et biaxial en torsion pure,
- d'autre part, pour une part non négligeable, dans l'existence de certains phénomènes parasites qui perturbent l'essai de traction monoaxiale surtout lorsque les résistances sont élevées. Généralement, les résultats obtenus en traction directe sont sous-estimés car la rupture ne se localise que rarement dans la zone centrale de l'éprouvette (photo 4.1). Au niveau des têtes de l'échantillon, des fissures locales prématurées apparaissent fréquemment et conduisent à des ruptures anticipées (4.2). A cela peut également s'ajouter un mauvais alignement de l'effort monoaxial qui crée des phénomènes de flexion. Pour cette raison, nous avons volontairement éliminé certains résultats de traction directe correspondant à des ruptures manifestement influencées. A ce point de vue, l'essai de torsion est plus commode. Les ruptures apparaissent d'une manière aléatoire le long de l'éprouvette.

Toutefois, les résistances obtenues par les essais de torsion pure et de traction directe sont situées dans une fourchette qui est relativement peu ouverte. Cette concordance des résultats provient essentiellement du type de cisaillement qui est libre dans les deux essais. En torsion pure comme en traction directe, ce sont les discontinuités les plus grandes et les plus défavorables qui conditionnent la rupture.

IV. 2-2 - Traction indirecte (essai brésilien).

Les méthodes de traction indirecte sont nombreuses. Pour notre part, nous avons comparé les résultats précédents avec ceux de l'essai brésilien.



Cet essai consiste à écraser, entre les plateaux bloqués et parfaitement rectifiés d'une presse, des éprouvettes cylindriques de roche selon deux génératrices diamétralement opposées (fig. 4.2a). Les éprouvettes que nous avons utilisées ont un élanement 1. La rupture apparaît généralement selon le plan liant les deux génératrices de contact (photo 4.2). Nous n'avons interposé aucun carton entre les plateaux de la presse et l'éprouvette.

En milieu élastique, les équations du champ des contraintes ont été déterminées par HERTZ (4.3). Le plan diamétral AB (fig. 4.2b) est soumis à un champ de traction uniforme σ_y . Les compressions σ_x qui agissent selon AB sont variables. Au centre de la section, on a :

$$\begin{aligned}\sigma_y &= - \frac{2 P}{d l} \\ \sigma_x &= \frac{6 P}{d l} \\ \sigma_z &= 0\end{aligned}\tag{17}$$

P = force appliquée, d = diamètre de l'éprouvette,
l = hauteur de l'éprouvette.

COLBACK a montré par photoélasticité que le phénomène de rupture apparaît au centre, c'est-à-dire sous le régime des contraintes précisé en (17). En fait, la rupture est plus complexe, comme nous le verrons ultérieurement.

Les résultats des essais brésiliens réalisés sur une série de roches (tableau de la page 159 et fig. 4.1) ont montré que la résistance de traction déterminée en compression diamétrale a toujours été plus élevée que celle de traction directe.

Par contre, la comparaison établie avec la résistance au cisaillement est plus nuancée : pour les roches très homogènes, non fissurées et à grains très fins (marbre, anhydrite, ...), les résistances de traction brésilienne et de torsion pure sont très semblables ; pour les autres roches, c'est-à-dire celles présentant des discontinuités, de gros grains, ou plus simplement une fissuration importante (certains granites, les schistes selon certaines orientations, ...), les deux mesures de résistance peuvent s'écarter notablement.



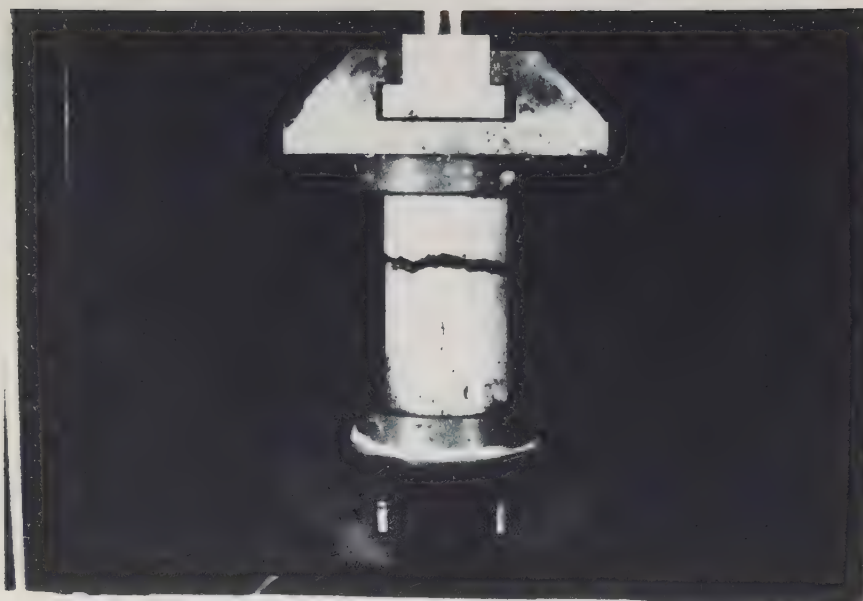


Photo 4.1 - Rupture d'une éprouvette en traction directe (rupture dans le tiers central.

Mortier ISO.

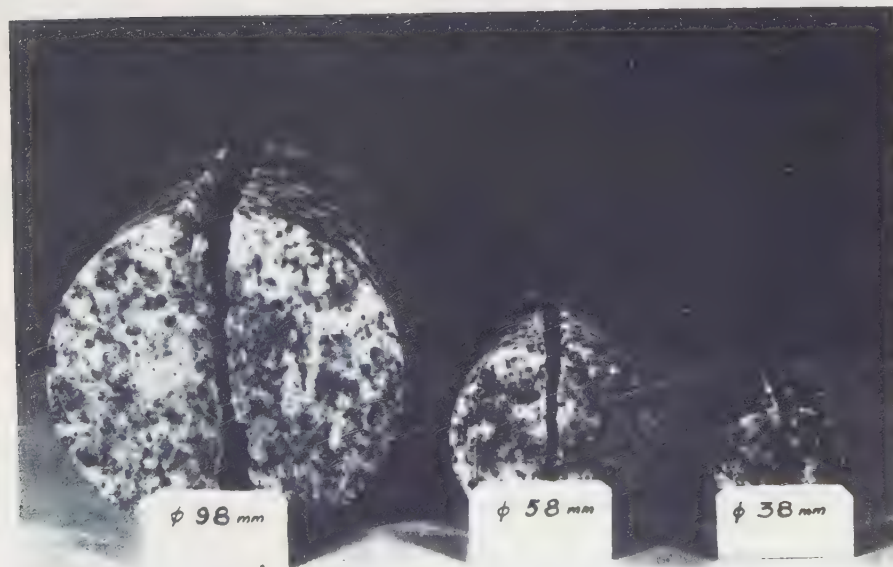
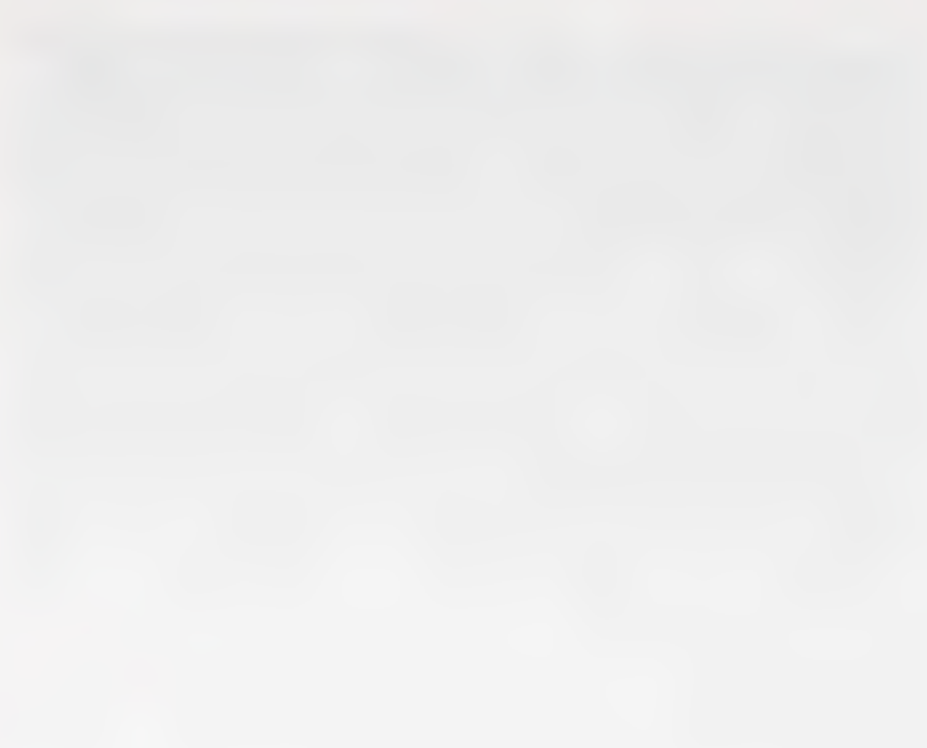
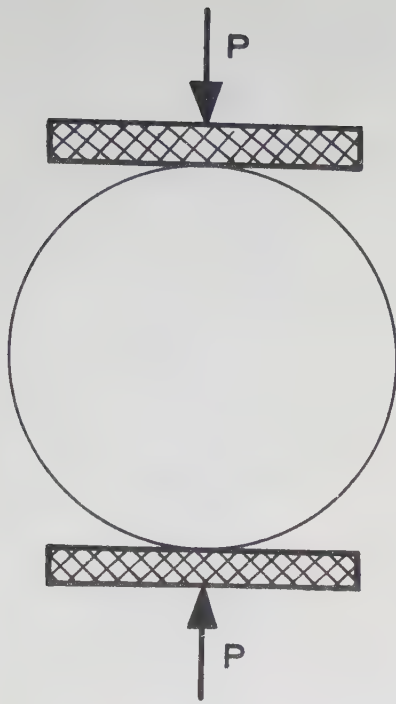


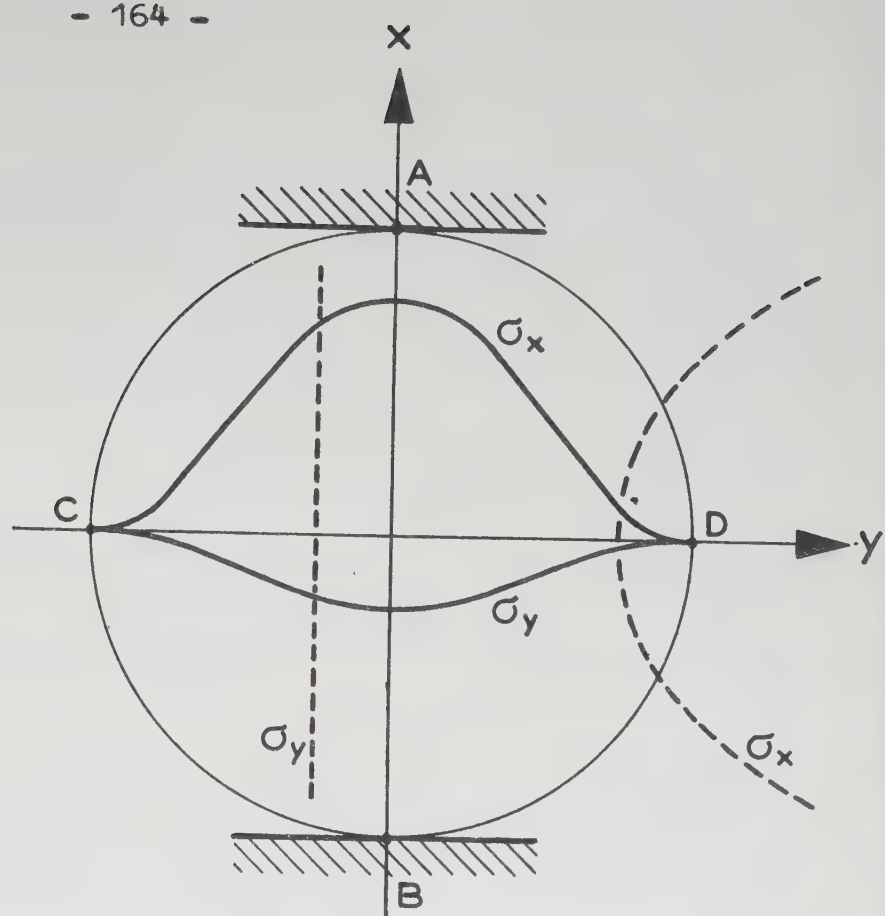
Photo 4.2 - Ruptures d'éprouvettes en traction indirecte (essais brésiliens).

Granite de Brommat.

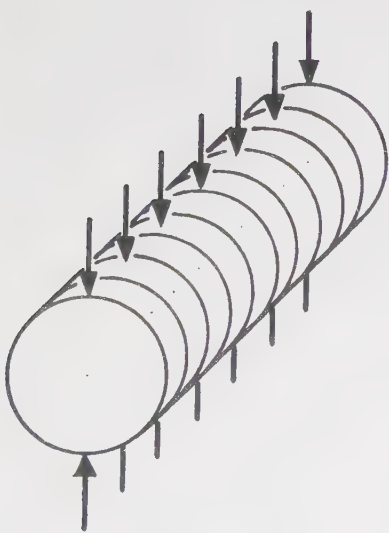




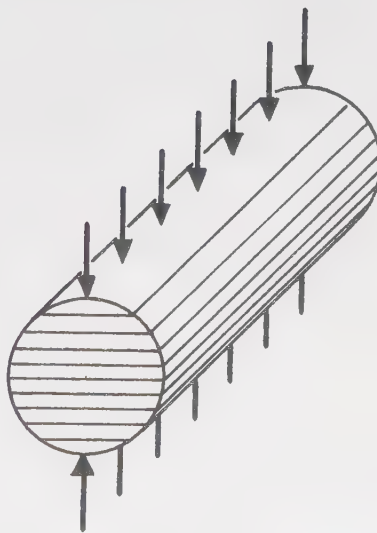
a) Principe de l'Essai



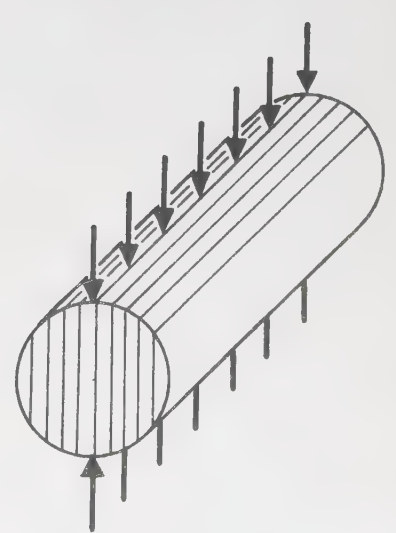
b) Etat de Contrainte selon AB et CD



ORIENTATION 1



ORIENTATION 2



ORIENTATION 3

c) Différentes Orientations de l'effort de Compression diamétrale pour une Roche à anisotropie planaire - (symétrie axiale)

Fig. 4. 2 - Essai Brésilien (Traction indirecte)



On notera, en particulier, que dans le cas de roches à anisotropie planaire discontinue, l'essai brésilien détermine des résistances de traction perpendiculairement aux plans de schistosité (figure 4.2c, orientation 3) nettement supérieures à la traction directe ou à la torsion pure. Les rapports R_{Tb}/R_{Tt} ou R_{Tb}/R_{Td} sont de l'ordre de 4 pour les schistes de La Coche et de 7 pour les schistes du Col du Sabot. (fig. 4.1). Selon la même orientation, les mesures de traction brésilienne et de traction directe réalisées par MASURE (4.4) sur les phyllades de Revin ont déterminé un rapport R_{Tb}/R_{Td} de l'ordre de 6.

A la lumière de ces résultats, il apparaît clairement que les résistances de traction brésilienne mesurées sur les schistes, dans la direction perpendiculaire aux plans de schistosité, peuvent être très élevées.

L'explication réside essentiellement dans le fait que l'essai de compression diamétrale impose un plan de rupture, celui passant par les deux génératrices de l'éprouvette venant au contact des plateaux de la presse. Pour une roche isotrope, imposer un plan de rupture n'est pas très gênant et les mesures le confirment. Cela devient beaucoup plus ennuyeux dès que la roche présente des hétérogénéités, l'essai de compression diamétrale testant essentiellement la matrice rocheuse comme l'a montré TOURENQ (4.2). Il devient alors préférable d'opérer avec un essai permettant un cisaillement libre (traction directe ou torsion pure) de façon à ce que la rupture apparaisse au point le plus faible de la roche.

Une autre difficulté d'interprétation de l'essai brésilien réside dans le processus qui conduit l'échantillon à la rupture. Deux zones de plasticité contenue (4.5) naissent au contact des génératrices et se développent en direction du centre. On observe même un écrasement des éprouvettes au contact des plateaux de la presse surtout pour les matériaux tendres (craie, mortier à faible âge) et, en conséquence, une mesure de résistance supérieure. Ce phénomène devient encore plus net lorsque l'expérience est réalisée sous une pression hydrostatique importante (4.5). En ce qui concerne nos



résultats, nous avons admis que la rupture s'initie au centre de l'éprouvette sous l'état biaxial de contrainte calculé en (17).

De tout ceci, nous pouvons finalement retenir que :

- l'essai brésilien est à proscrire pour déterminer la résistance à la traction d'un milieu anisotrope selon la direction normale aux plans d'anisotropie,
- pour les roches présentant une fissuration ou des hétérogénéités (la plupart des granites, ...) et pour les roches très tendres (craie, mortier d'âge récent, ...), l'essai brésilien détermine des résistances supérieures à celle de torsion pure,
- les résistances de traction brésilienne R_{Tb} sont semblables aux résistances de torsion pure pour les roches dures, isotropes, homogènes et à grains fins (marbre, anhydrite, ...). Cette constatation est d'un intérêt pratique immédiat car l'essai brésilien, très rapide et très facile à multiplier, permet de remplacer avantageusement l'essai de torsion. Pour les matériaux précédents, l'imposition d'un plan de rupture n'est pas très gênant. La similarité des résultats s'explique en partie par l'aspect biaxial des contraintes dans les deux essais.

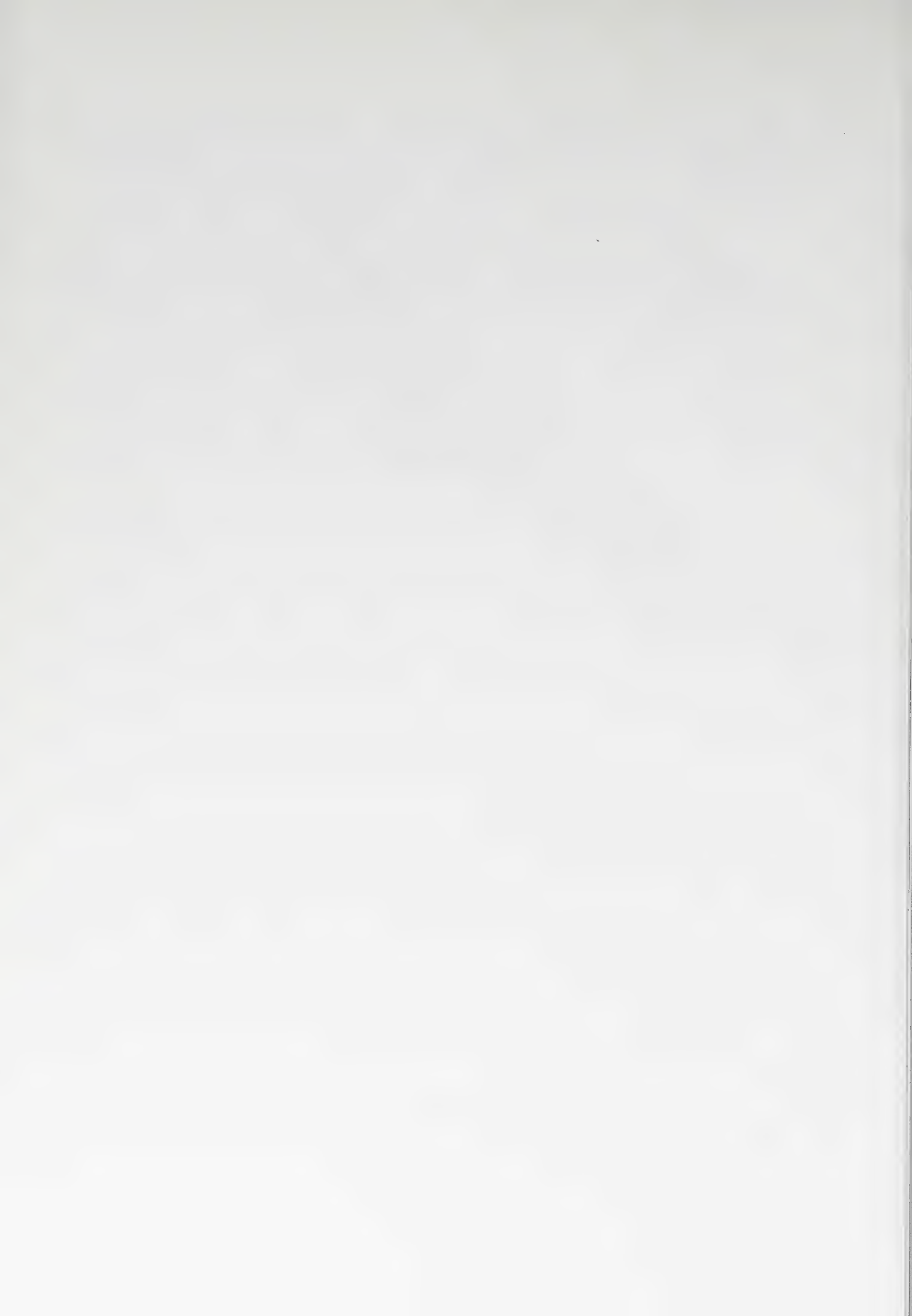
IV. 2-3 - Flexion sous charge concentrée (4.6).

Nous avons également réalisé quelques essais de flexion de façon à pouvoir établir des comparaisons avec certains de nos résultats précédents.

Le moment de flexion est créé par une charge concentrée appliquée au centre d'une poutre prismatique carrée, reposant symétriquement sur deux appuis distants de 106,7 mm. Un de ces appuis est mobile.

La contrainte de traction maximale sur le bord inférieur de la poutre, développée au moment de la rupture, est calculée d'après la relation :

$$R_{Tf} = \frac{M}{I} a$$



avec M = moment de flexion à la rupture,
 I = moment d'inertie d'une section transversale de la poutre,
 a = demi-hauteur.

Les résistances de traction déterminées en flexion sur des éprouvettes prismatiques (4x4x16 cm) de granite de Brommat et de marbre de Vilette ont été les suivantes :

Nature de la roche	R_{Tf} (MPa) (1)
Granite de Brommat	11,8
Marbre de Vilette	22,0

Comme on pouvait s'y attendre, les résultats auxquels nous sommes parvenus sont très supérieurs à ceux de traction directe, de torsion pure,... Les rapports R_{Td}/R_{Tf} et R_{Tt}/R_{Tf} sont de l'ordre de 0,5 pour le granite de Brommat ; ils sont encore plus faibles pour le marbre de Vilette. Malheureusement, ils ne sont pas constants pour toutes les roches.

En fait, cet essai pose le même problème que l'essai de torsion pure réalisé sur des éprouvettes cylindriques pleines. En régime supposé élastique, la contrainte de traction que l'on calcule à la périphérie d'une éprouvette cylindrique soumise à une torsion pure est, comme nous l'avons vu, optimiste (Cf. III. 3-1-2-1). Cependant, elle l'est nettement plus dans l'essai de flexion. Il semble qu'outre la non uniformité du champ de contrainte de l'essai de flexion, un déplacement non négligeable de la ligne neutre soit à l'origine de ces valeurs excessives.

Pour améliorer l'uniformité du champ de contrainte, une solution simple consiste à réaliser l'essai de flexion sur une poutre perforée. En considérant la contrainte moyenne de la zone soumise à la traction, on obtiendrait une valeur plus proche de celle que nous avons déterminée en torsion pure

(1) Moyenne de 4 mesures.



correspondant à des éprouvettes tubulaires. Mais en flexion sur poutre perforée, il n'en demeure pas moins que la zone de rupture reste imposée.

IV. 3 - RESISTANCE AU CISAILLEMENT IMPOSE.

Les dispositifs employés pour la détermination de la résistance au cisaillement selon un plan préétabli sont très variés. Citons celui de PROTODIAKONOV, à plan imposé sous un angle variable, celui de MAURER, de MICHEL, de LUNDBORG, de CASAGRANDE, ... (4.2), (4.7), (4.10).

IV. 3-1 - Cisaillement de type LUNDBORG.

LUNDBORG a étudié une grande variété de roches dures à l'aide d'une cellule permettant d'effectuer un double cisaillement sur des échantillons cylindriques d'élancement 3 (4.8).

La presse de cisaillement E.D.F. (photo 4.3 et fig. 4.4) utilise une cellule comparable (photo 4.4). Les éprouvettes ont un diamètre de 25 mm et un élancement 4. Elles sont placées à l'intérieur d'une cavité cylindrique, parfaitement ajustée.

Deux vérins latéraux et horizontaux permettent d'appliquer les efforts normaux aux plans de cisaillement. Ils sont reliés à un même circuit d'huile alimenté par une pompe maintenant automatiquement une pression constante (30 MPa au maximum).

Un vérin vertical développe l'effort qui applique la contrainte tangentielle à l'éprouvette.

Ces essais de cisaillement permettent de déterminer directement la résistance au cisaillement τ d'une roche en fonction de la contrainte normale σ sans passer par la construction des cercles de MOHR (fig. 4.9).

COMES et MASURE (4.9) ont étudié une large gamme de matériaux, allant des fragiles aux ductiles, à l'aide de ce double cisaillement. En particulier, ils présentent l'allure des courbes Effort - Déformation.



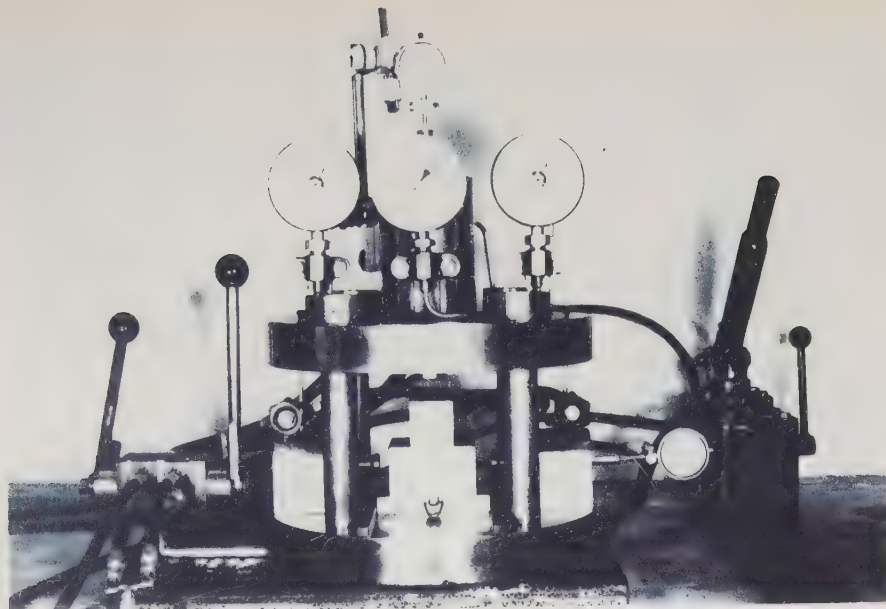


Photo 4.3 - Presse de cisaillement E.D.F.
type LUNDBORG.

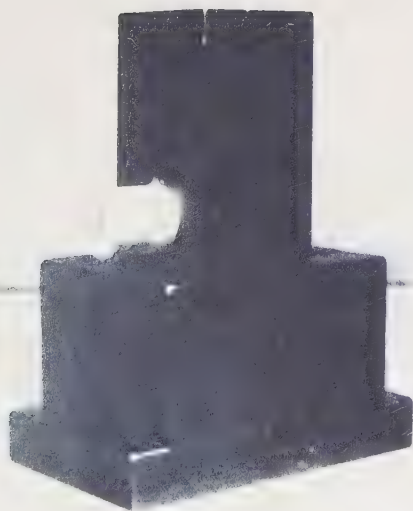


Photo 4.4 - Boîte
centrale de cisaillement.



Photo 4.5 - Rupture d'une
éprouvette par la boîte de
cisaillement LUNDBORG.

Marbre de Vilette.



Notre but consiste essentiellement à établir une comparaison entre les résistances mesurées par les différents types de cisaillement suivants : cisaillement LUNDBORG, cisaillement CASAGRANDE, cisaillement triaxial classique, cisaillement de torsion-compression axiale.

Le tableau de la page 178 et le graphique 4.5 représentent les mesures comparatives des cohésions sur une série de roches. Il apparaît clairement que la cohésion C_1 d'une roche, déterminée par le cisaillement LUNDBORG, est systématiquement supérieure aux autres modes de cisaillement. Le rapport C_1/C_t varie approximativement de 1 à 20 suivant la roche considérée (C_t = cohésion obtenue par les essais de torsion).

La principale objection que l'on puisse formuler envers le cisaillement LUNDBORG est la notion de plan imposé. Les plans de rupture n'affectent qu'un très faible volume d'échantillon, si bien que cet essai teste essentiellement la matrice rocheuse et ne prend pas en considération la présence des discontinuités. Cet aspect est nettement mis en évidence par les valeurs des cohésions mesurées sur les schistes dans les plans d'anisotropie. C'est sur ce type de roche et selon cette orientation que le rapport C_1/C_t est le plus élevé.

Comme nous l'avons indiqué antérieurement, la torsion détermine la cohésion selon le plan de discontinuité le plus faible. Pour le cisaillement LUNDBORG, la mesure est réalisée selon un plan choisi arbitrairement d'où les résultats excessifs. D'ailleurs, au cours du chapitre précédent, nous avons également vu qu'en diminuant l'élancement de l'éprouvette soumise à une torsion pure selon la direction $\alpha = 0^\circ$ (fig. 3.16), on observe un net accroissement de la cohésion. Cette remarque confirme les résultats par excès de l'essai de cisaillement LUNDBORG. Nous sommes, en plus, en présence d'un effet d'échelle.

Quant aux mesures relevées sur les roches isotropes, quoique généralement moins dispersées, elles sont toujours plus fortes. Sur les roches que nous avons testées, le rapport C_1/C_t varie de 1 à 2,5. Rien ne s'oppose à de plus amples variations si la roche présente une fracturation plus importante. Les mesures sont très proches pour les roches très



homogènes (anhydrite, marbre, ...) et s'éloignent dès que les roches possèdent une fissuration ou même une porosité (granite, craie, mortier, ...). Ces différences sont en grande partie à rattacher aux ruptures qui sont essentiellement extracristallines pour les cisaillements libres (1) et plutôt intracristallines pour les cisaillements imposés.

Outre le plan imposé, on peut apporter un certain nombre de critiques au sujet de l'essai LUNDBORG :

- Ainsi, le champ de contrainte de cisaillement n'est pas uniforme. C'est la même chose pour l'essai de torsion mais, pour ce dernier, on connaît la répartition des contraintes, du moins en régime élastique.

- L'intervalle libre où se produit la rupture a certainement une influence manifeste sur la valeur de la résistance. Dans l'essai LUNDBORG, cet espace est réduit à quelques dixièmes de millimètre.

- L'éprouvette subit des sollicitations par effet Poisson. Pour une roche parfaitement ajustée dans la boîte, cette contrainte est de la forme :

$$\sigma_3 = \frac{\nu}{1 - \nu + \frac{E}{M}} \cdot \sigma_1$$

M désignant le module de rigidité de la boîte. En fait, l'éprouvette ne remplit pas parfaitement la cavité et le champ de contrainte radiale est très mal connu.

Cependant, l'essai LUNDBORG présente la commodité d'être à la fois rapide et facile à multiplier. Testant essentiellement la matrice rocheuse, les résultats sont peu dispersés. Malheureusement, il n'existe pas de relation simple qui permette de passer des résultats de cet essai à ceux mesurés par les essais triaxiaux ou de torsion. Tout au plus, peut-on s'en faire une idée en connaissant le degré de fissuration de la roche, la taille des grains, ...

(1) dans la mesure où la pression moyenne n'est pas trop élevée.



IV. 3-2 - Cisaillement de type CASAGRANDE.

Ce cisaillement est réalisé par une presse mise au point par la S.E.I.L. (photo 4.6). Les échantillons que l'on teste ont une forme parallélépipédique et une section maximale de $15 \times 20 \text{ cm}^2$ (photo 4.7). Sur les roches statistiquement isotropes, une légère entaille périphérique de 7 mm de largeur tout autour de l'éprouvette permet généralement de mieux définir le plan de rupture.

La contrainte σ normale à l'éprouvette est appliquée par l'intermédiaire d'un étrier vertical, articulé, relié à un vérin de 50 tonnes (fig. 4.3). La contrainte de cisaillement τ est développée à l'aide d'un vérin de 100 tonnes alimenté par une pompe haute pression, à débit constant et réglable.

Cette alimentation crée une vitesse de déplacement tangentielle constante, contrairement à la presse précédente où la vitesse de montée en charge était constante. Ce type de déplacement est intéressant pour réaliser des essais de frottement, comme nous le verrons ultérieurement.

Le cisaillement doit apparaître dans l'intervalle resté libre (1 cm) entre les deux boîtes.

Pendant le déroulement de l'essai, les courbes Effort - Déformation sont enregistrées. Le cisaillement est prolongé au-delà de la rupture de façon à pouvoir déterminer le frottement résiduel ou ultime.

Sur les courbes, on peut distinguer 3 phases essentielles (fig. 4.6) :

a/ une phase généralement linéaire correspondant à une déformation essentiellement élastique de la roche,

b/ une phase de développement de la fissuration qui conduit à l'effort maximum de cisaillement où apparaît plus ou moins brusquement la rupture qui se traduit par un choc très audible,

c/ une phase de frottement que nous étudierons ultérieurement (Cf. IV. 5).



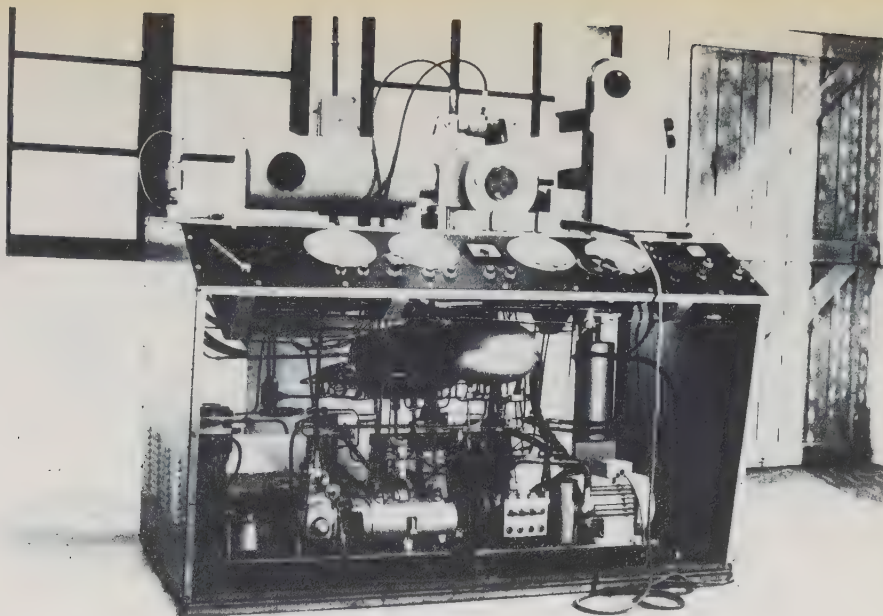


Photo 4.6 - Presse de cisaillement S.E.I.L., type CASAGRANDE.



Photo 4.7 - Epreuve parallélépipédique 15x20x25 cm découpée pour la boîte de cisaillement S.E.I.L. (avec légère entaille centrale).



Photo 4.8 - Exemple de mauvaise rupture ($\sigma = 0$ MPa) montrant l'effet de flexion que subit l'éprouvette.



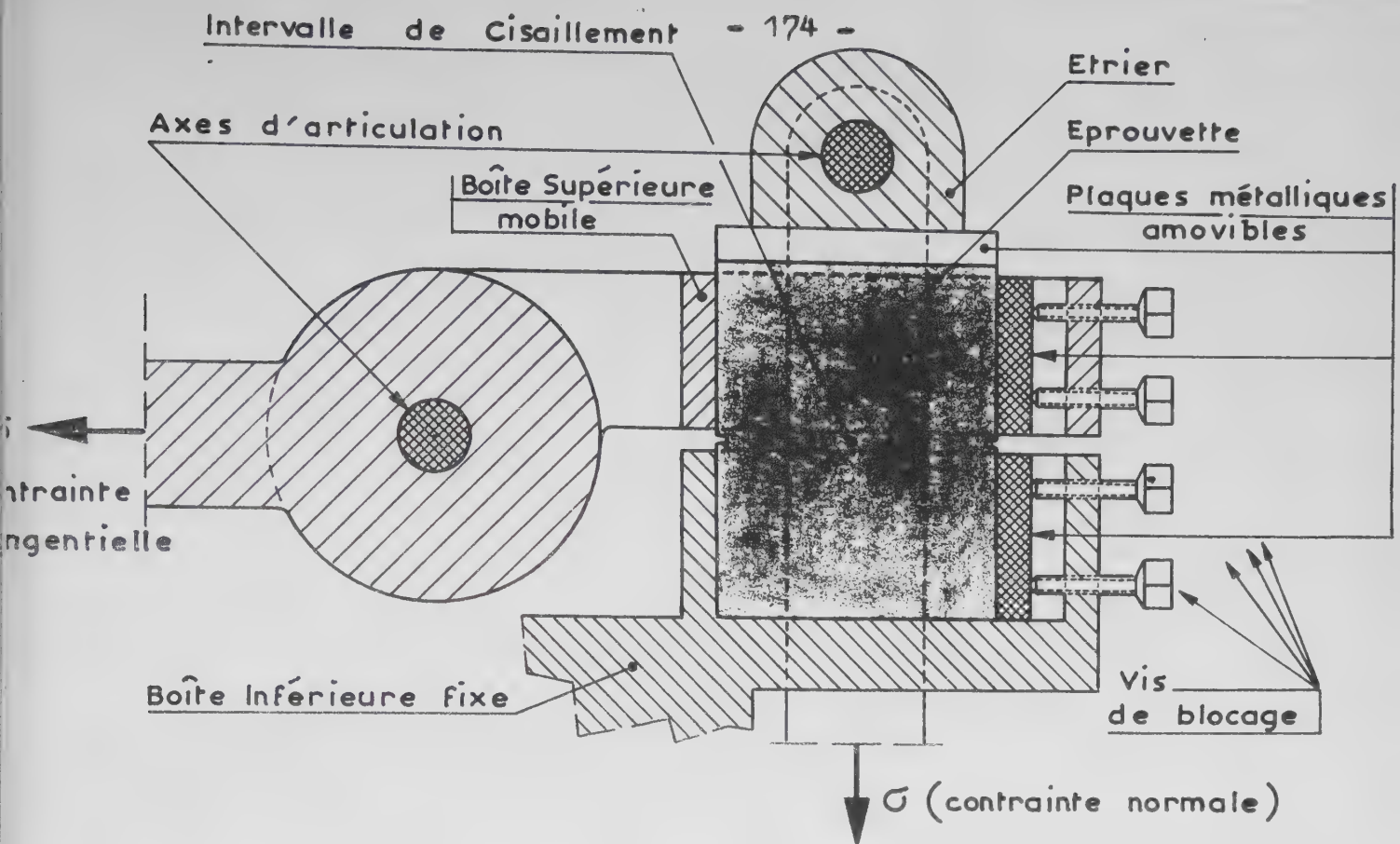


Fig. 4. 3 - Boîte de Cisaillement S.E.I.L. de type "CASAGRANDE"

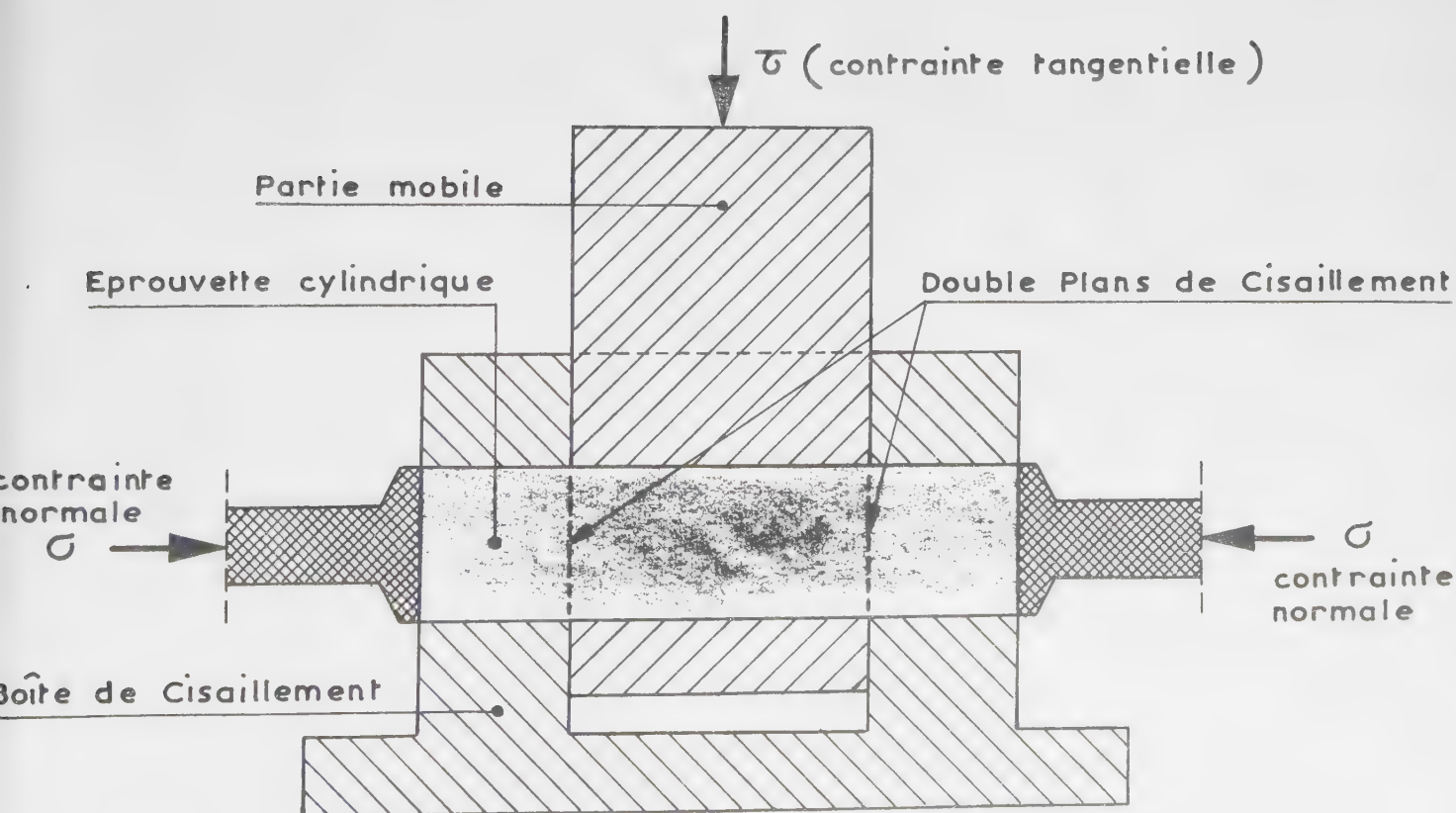


Fig. 4. 4 - Boîte de Cisaillement E.D.F. de type "LUNDBORG"



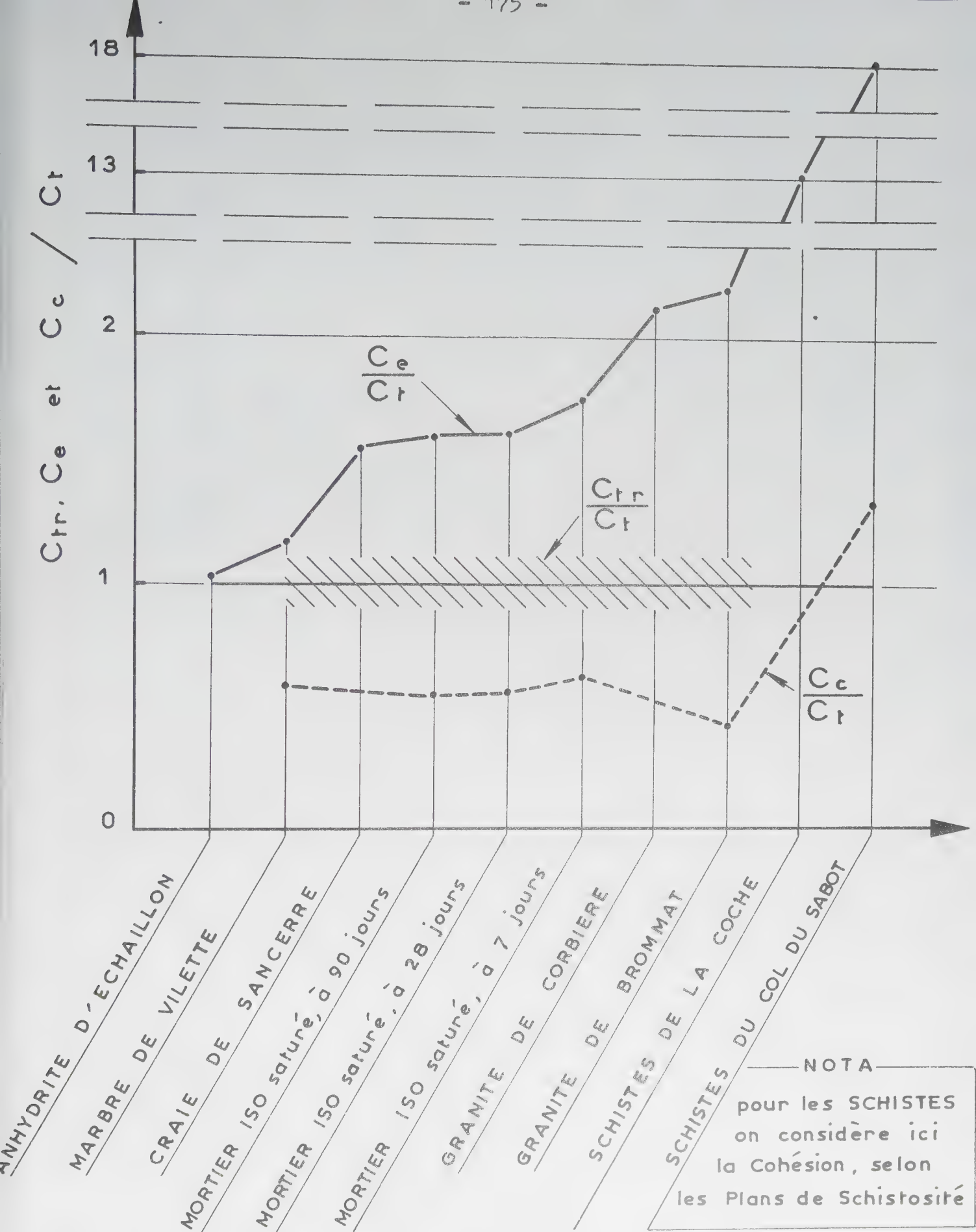


fig. 4.5 _ Graphique comparatif de la Cohésion de différentes Roches déterminée d'une part en Torsion (C_r), d'autre part en Cisaillement Triaxial (C_{tr}), LUNDBORG (C_e) et CASAGRANDE (C_c)



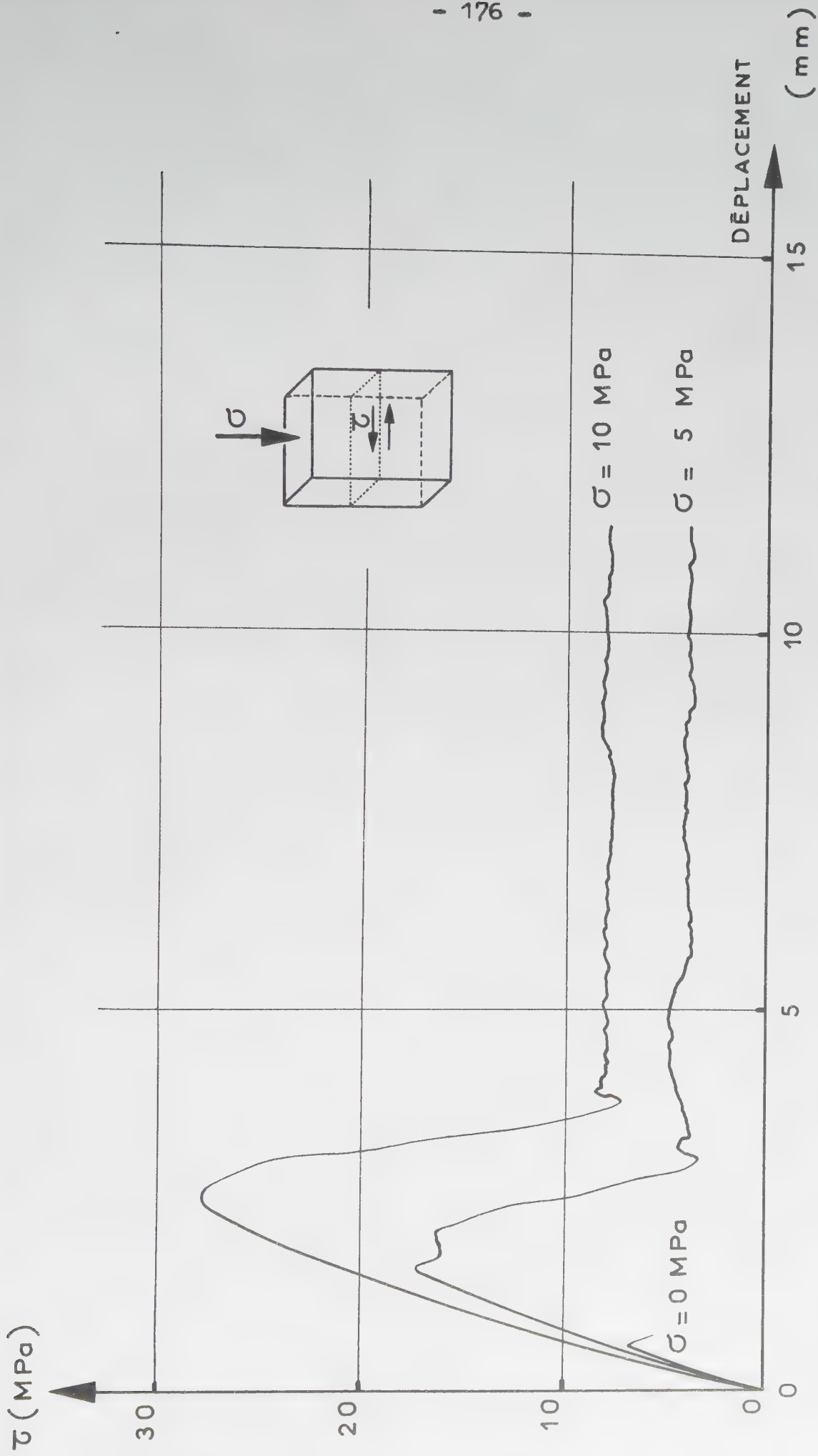
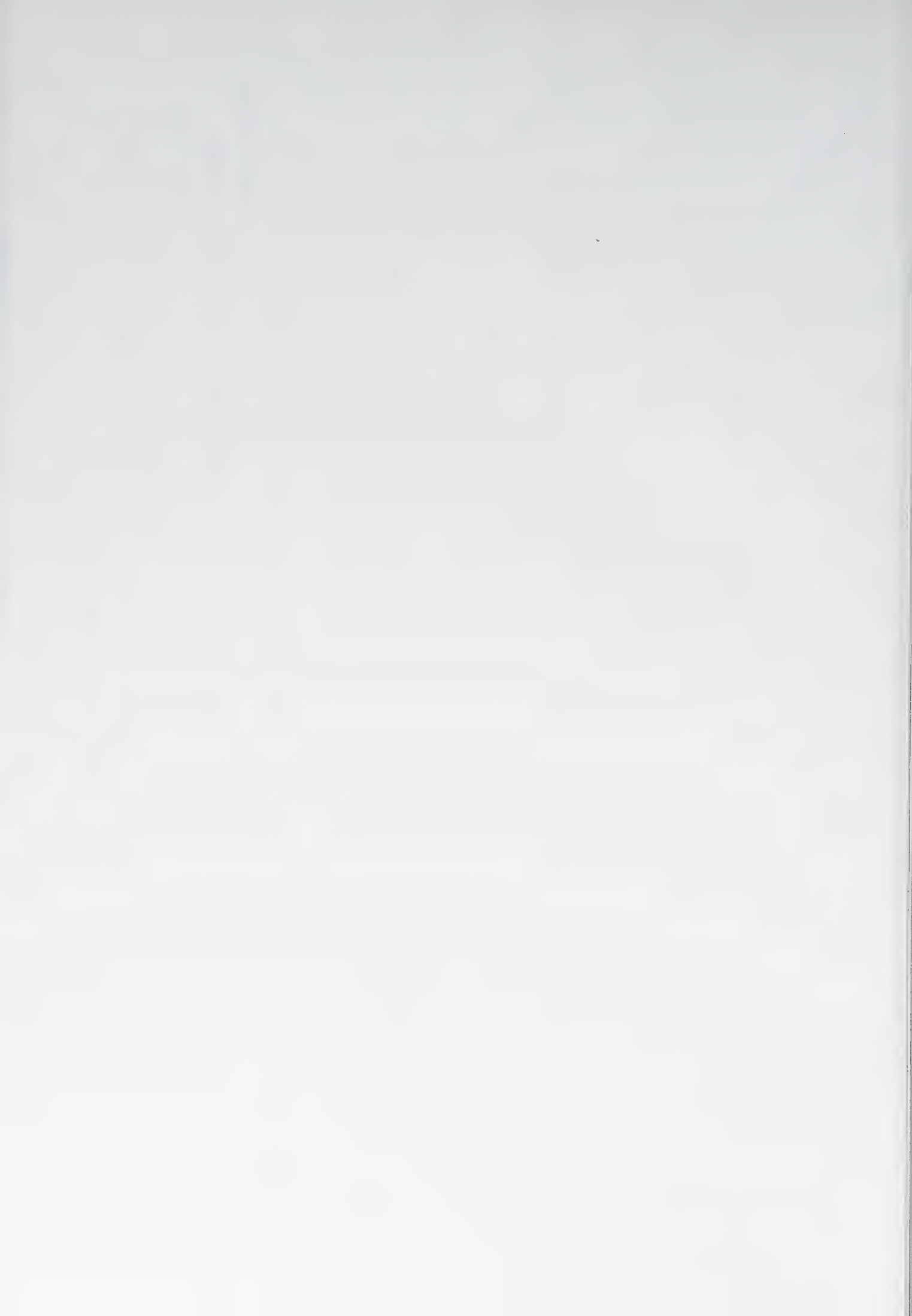


Fig. 4. 6 - Courbes Effort / Déformation de Cisaillement Direct (Machine S.E.I.L.) pour différentes Contraintes Normales σ .



Mis à part les résultats relatifs au frottement, les caractéristiques de rupture auxquelles nous sommes parvenus sur les roches dures, statistiquement isotropes ou anisotropes dans la mesure où le cisaillement n'est pas parallèle aux discontinuités, sont extrêmement pessimistes, pour ne pas dire décevantes (voir tableau page 178, et fig. 4.5).

Le rapport C_c/C_t (1) est de l'ordre de 0,4 - 0,6 pour les roches isotropes. Plusieurs causes sont, semble-t-il, à l'origine de cette disparité des résultats :

- comme pour l'essai LUNDBORG, on peut incriminer les contraintes appliquées qui ne sont certainement pas uniformes, les contraintes induites que l'on connaît très mal, l'espace inter-boîte qui a une influence manifeste, ...

- mais le plus choquant peut-être, c'est d'imposer une zone, somme toute assez réduite, de rupture sans qu'apparaissent des résistances par excès, bien au contraire. En fait deux phénomènes en sont, plus que tout autre, responsables. Le premier consiste en un cisaillement progressif et non global des éprouvettes. Les contacts de l'éprouvette avec les parois plus rigides de la boîte créent des concentrations de contraintes. Une fissuration importante débute dans ces zones. D'ailleurs, la section relativement importante de l'éprouvette ($15 \times 20 \text{ cm}^2$) favorise ce phénomène. On le remarque systématiquement sur les courbes effort - déformation qui s'incurvent toujours du côté de l'axe des déformations et également en examinant l'éprouvette en cours d'essai. Parfois, on peut remarquer une fissure en amont de l'éprouvette avant que ne se manifeste la fragmentation correspondant au maximum de la courbe effort - déformation.

- Le second phénomène est relatif à un effet de flexion sur l'éprouvette. Le bilan des forces ou des contraintes agissant au niveau de la zone de cisaillement ne se résume pas à un effort tranchant et à une contrainte normale. Il faut y ajouter un moment fléchissant qui est d'autant plus élevé que l'espace inter-boîte est développé. La photo 4.8 montre une

(1) C_c = Cohésion déterminée par le cisaillement CASAGRANDE.
et C_t = Cohésion déterminée par la torsion-compression axiale.



Mesures de la cohésion en MPa (1)				
Matériaux	Torsion (2)	LUNDBORG (3)	CASAGRANDE (4)	Triaxial (5)
Granite de Brommat	17,0	37,5	7,0	15,5-19,0
Granite de Corbière	21,2	45,0	-	19,0-22,0
Craie de Sancerre	1,8	2,8	-	1,7- 2,0
Marbre de Vilette	23,0	27,0	13,5	20,0-24,0
Anhydrite	8,7	9,0	-	-
Mortier ISO saturé				
7 jours	3,7	6,5	2,4	3,5- 4,5
28 jours	8,0	12,9	4,5	6,5- 8,5
90 jours	8,4	13,4	4,6	7,0-10,0
Mortier ISO non saturé				
7 jours	6,7	10,4	4,2	5,0- 7,0
28 jours	8,5	13,6	4,6	7,0- 9,0
90 jours	8,6	13,6	-	7,0- 9,0
Schistes du Col du Sabot	0,7 à 2,9	23,8	1,8 à 3,0	-
Schistes de La Coche	0,8 à 1,8	23,0	-	-

- (1) En ce qui concerne les schistes, il s'agit de la détermination de la cohésion selon les plans de la schistosité.
- (2) Cette cohésion est déterminée à l'aide des essais de torsion-compression axiale pour les roches isotropes et de torsion pure selon la direction $\alpha = 0^\circ$ pour les schistes.
- (3) Moyenne de 5 mesures.
- (4) Moyenne de 3 mesures.
- (5) Valeur obtenue par interpolation de la courbe intrinsèque entre le cercle de compression simple et le cercle de traction directe.



éprouvette sortie de la boîte CASAGRANDE après la rupture. Il est curieux de constater que, malgré l'entaille, la rupture s'est propagée en grande partie à l'extérieur du plan prédécoupé. Si la contrainte de cisaillement était vraiment uniforme, la rupture devrait se propager selon ce plan. De plus, dans le domaine manifestement réversible du comportement de la roche, la réalisation de cycles effort - déformation montre une décroissance de leur pente avec la croissance de l'effort. Tout indique une diminution de la participation de l'éprouvette, d'abord en amont où le seuil de traction est rapidement dépassé, puis latéralement.

Pour les schistes dont les plans de discontinuités sont parallèles à la zone de cisaillement (1), les résistances mesurées au cisaillement CASAGRANDE sont très dispersées. En moyenne, elles sont plus élevées qu'en torsion pure (fig. 4.5). Dans ce cas, on ne sait plus très bien ce que l'on mesure car, d'une part on impose une zone de rupture, ce qui est très ennuyeux sur des schistes, d'autre part les phénomènes parasites énumérés existent toujours.

Pour se convaincre de l'importance du cisaillement progressif, il suffit de comparer les modules de glissement d'une même roche isotrope calculés, d'une part à l'aide d'un essai de torsion pure, d'autre part à l'aide d'un essai de cisaillement CASAGRANDE. Pour ce dernier, le déplacement entre les deux demi-boîtes rapporté à leur écartement donne la déformation angulaire. Sur le granite de Brommat, le module calculé selon cette méthode qui intègre d'ailleurs d'importants réajustements au niveau des contacts éprouvette-boîte, est d'un ordre de grandeur tout à fait inférieur à celui déterminé en torsion pure.

Finalement, à l'observation comparative des résistances et à l'examen des ruptures, la presse de cisaillement CASAGRANDE ne semble pas adaptée à déterminer les caractéristiques de cisaillement des roches dures. Même dans le cas d'un schiste à discontinuité planaire orientée selon la zone de cisaillement, les phénomènes sont très difficiles à interpréter, l'écartement des demi-boîtes jouant un rôle prépondérant.

(1) Eprouvettes sans entailles.



Cependant, comme nous le verrons en fin de chapitre, elle apparaît très utile pour étudier les caractéristiques d'un frottement le long de discontinuités.

IV. 4 - RESISTANCE AU CISAILLEMENT LIBRE.

Le cisaillement libre, qui comprend les essais triaxiaux classiques, les essais de torsion sur lesquels nous ne revenons pas, ... donne des résultats beaucoup plus réalistes.

IV. 4-1 - Essai triaxial.

Les essais triaxiaux ont été effectués sur des éprouvettes de 38 mm de diamètre (élancement 2) dans une cellule d'acier, type E.D.F. (photo 4.9).

La cellule dessinée sur la figure 4.7 permet d'exécuter assez rapidement une gamme d'essais. Après la mise en place de l'éprouvette, le déroulement de l'essai consiste à appliquer manuellement une contrainte hydrostatique à l'éprouvette. Ensuite, une contrainte axiale dont la vitesse de montée en charge est constante (0,5 MPa) est développée par une presse jusqu'à la rupture. En même temps, la pression hydrostatique est maintenue constante manuellement.

Les courbes Effort - Déformation sont enregistrées automatiquement par l'intermédiaire d'un XY.

Nous avons déterminé les cercles de MOHR pour différentes contraintes hydrostatiques, allant de 0 à 20 - 40 MPa (photo 4.10). En y adjoignant le cercle de traction directe, nous avons pu tracer la courbe intrinsèque et déterminer la cohésion de différentes roches (fig. 4.8a).

Comme le montre le tableau de la page 178, la cohésion obtenue n'est pas représentée par un nombre, mais par deux, formant une fourchette. Ces deux nombres correspondent aux positions extrêmes convenables du tracé de la courbe intrinsèque interpolée entre le cercle de traction directe et le cercle de compression simple qui se prolonge par les cercles triaxiaux.



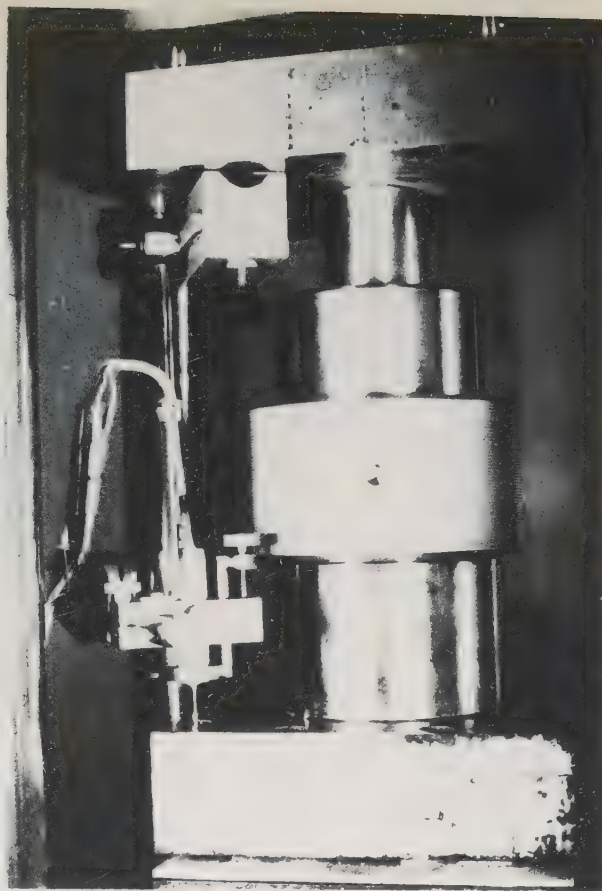


Photo 4.9 - Cellule triaxiale de compression.

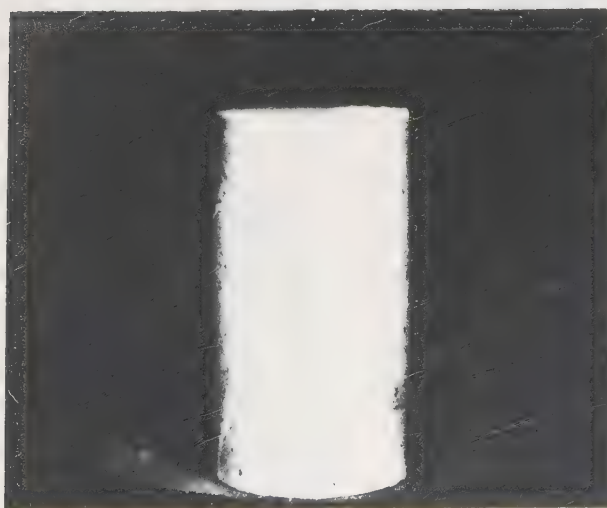


Photo 4.10 - Rupture d'une éprouvette de marbre de Vilette dans la cellule triaxiale ($\sigma_2 = \sigma_3 = 20$ MPa).

La microfissuration de l'éprouvette apparaît sous forme de trainées blanchâtres.



**CELLULE
DE COMPRESSION
TRIAXIALE**

& COLONNE D'ESSAI

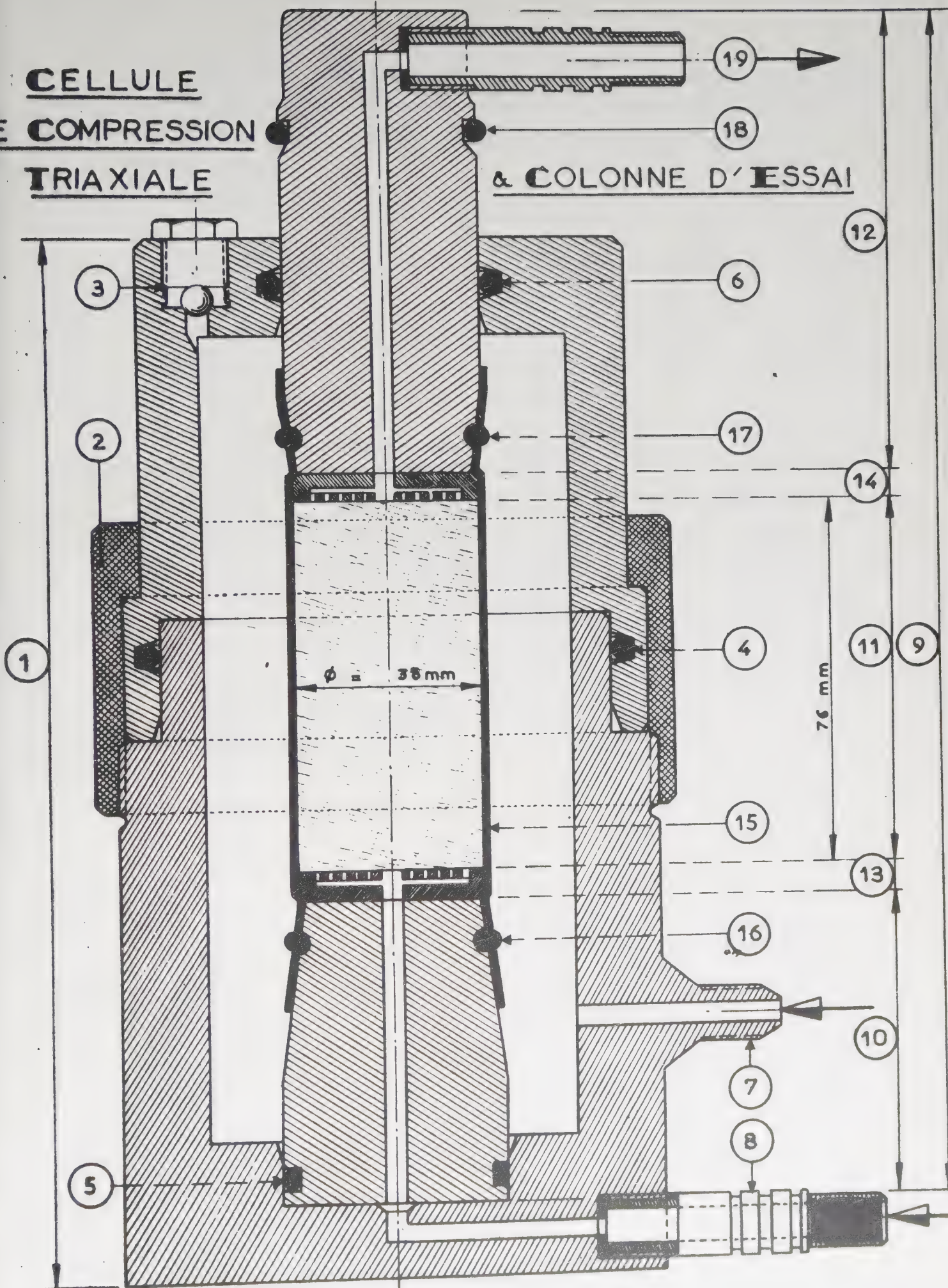


Fig. 4.7 — (LEGENDE page suivante) -



Pour les roches statistiquement isotropes, il est remarquable de constater que les deux valeurs extrêmes de la cohésion englobent celle obtenue en torsion-compression axiale (fig. 4.5).

Néanmoins, il faut considérer que les deux essais sont d'un type comparable puisqu'ils n'imposent pas un plan préétabli de rupture. On peut cependant s'attendre à obtenir des caractéristiques de torsion légèrement différentes de celles du triaxial si la roche présente un effet d'échelle. La différence de taille des éprouvettes, l'élancement, ... sont autant de facteurs qui peuvent jouer.

Pour les roches à anisotropie planaire discontinue et à symétrie axiale, les comparaisons des résultats sont difficiles. Les deux directions essentielles sur lesquelles portent généralement les essais triaxiaux sont celles où la contrainte principale σ_1 est perpendiculaire aux plans d'anisotropie (fig. 4.8b) et celle où σ_1 leur est parallèle. Dans les deux cas, les ruptures sont obliques sur les plans de stratification ou de schistosité, si bien que les mesures ne reflètent pas la résistance le long des plans d'anisotropie. A l'aide d'essais triaxiaux réalisés grâce à un effort oblique sur les plans de discontinuité, on peut produire des ruptures de glissement selon un de ces plans et, à l'aide des contraintes (τ, σ) agissant à la rupture sur ce plan, tracer la courbe

Fig. 4.7 - Cellule de compression triaxiale, type E.D.F.

- 1 - Cellule de compression triaxiale en deux parties.
- 2 - Collier d'assemblage. 3 - Bouchon de purge. 4 - 5 et 6 - Joints toriques. 7 - Arrivée d'huile. 8 - Arrivée d'eau.
- 9 - Colonne d'essai. 10 - Support amovible. 11 - Eprouvette. 12 - Piston. 13 et 14 - Pastilles de répartition d'eau. 15 - Gaine étanche en caoutchouc. 16 et 17 - Anneaux de serrage en caoutchouc. 18 - Anneau de sécurité en cas d'enfoncement du piston. 19 - Sortie d'eau vers manomètre ou pompe à vide.



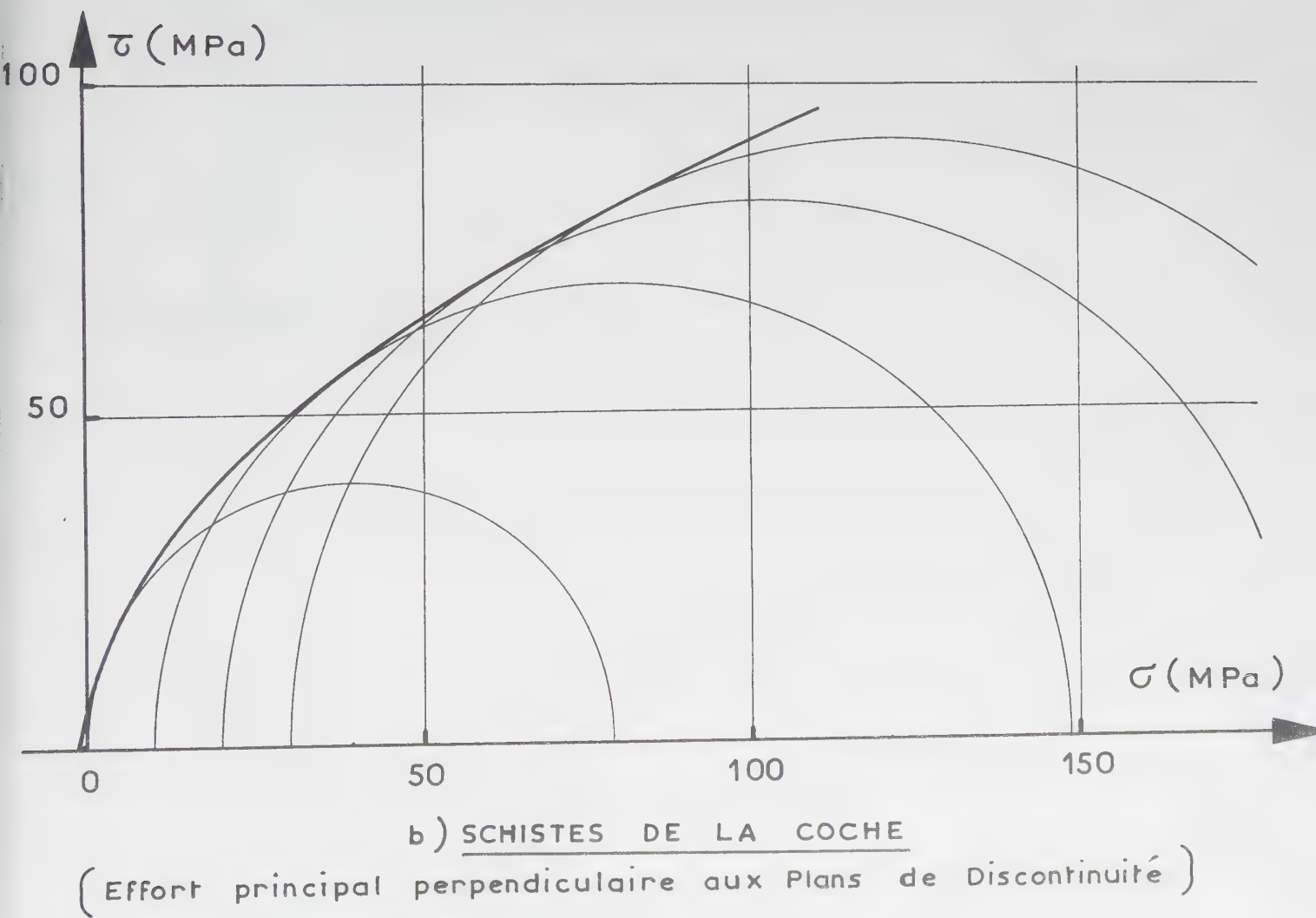
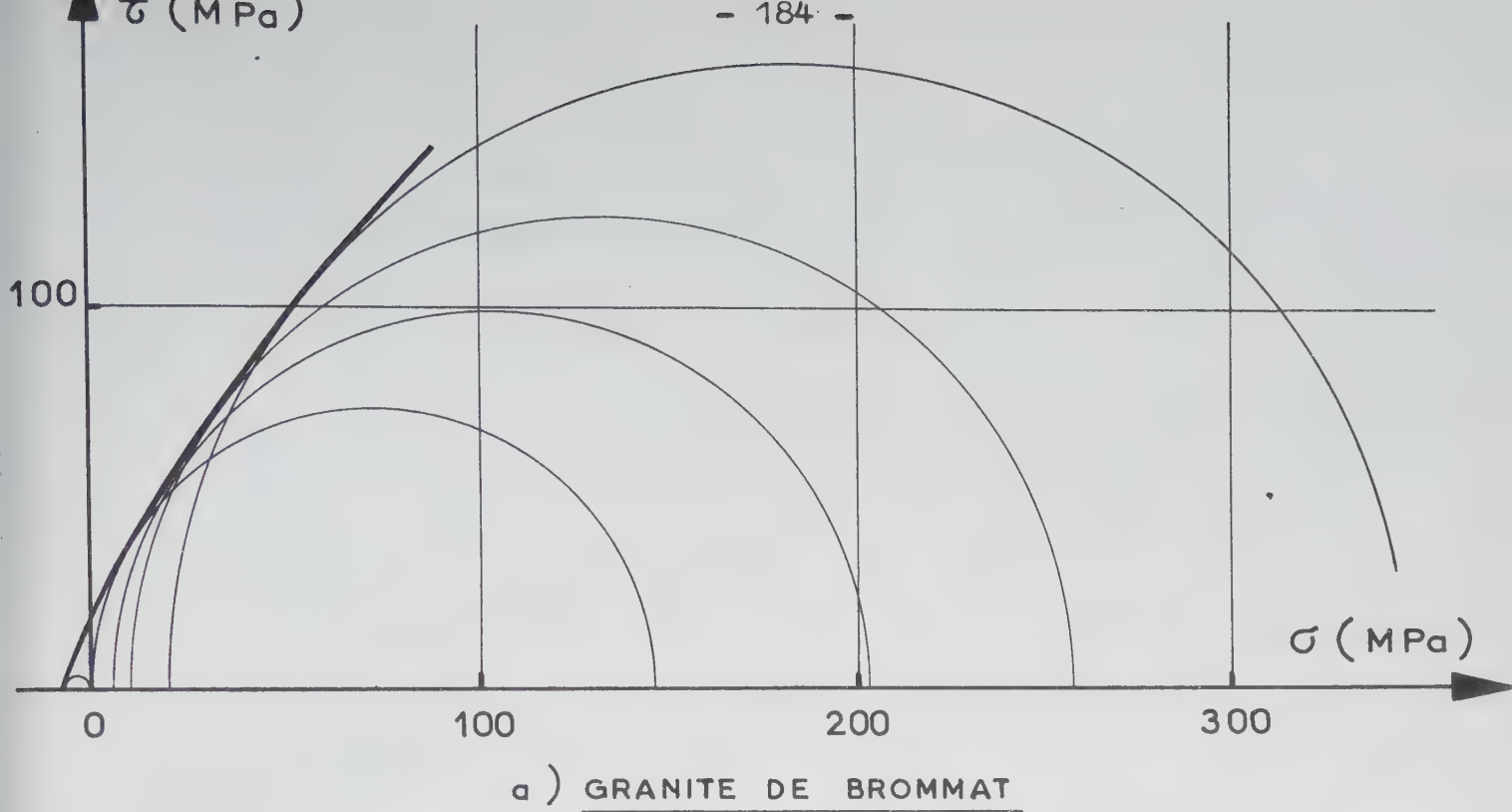


Fig. 4. 8 - Courbes Intrinsèques, déterminées à l'aide
 du Cercle de Traction Directe et des Cercles Triaxiaux.



intrinsèque correspondante. Vu la dispersion des résultats, ce type d'essais est long à réaliser et donne, de toute façon, une portion de courbe intrinsèque située au-delà de l'axe τ , du côté des contraintes de compression.

Nous avons préféré réaliser ce type d'essais en compression simple (éprouvettes de 38 mm de diamètre et d'éclatement 2). A partir de la courbe polaire d'anisotropie des résistances en compression simple, nous avons tracé la courbe intrinsèque de glissement sur les schistes de La Coche (fig. 4.10). La droite que l'on obtient détermine une cohésion de 9 MPa, selon les plans d'anisotropie de ces schistes. Cette valeur est nettement supérieure à celle (0,8 à 1,8 MPa) obtenue par l'essai de torsion.

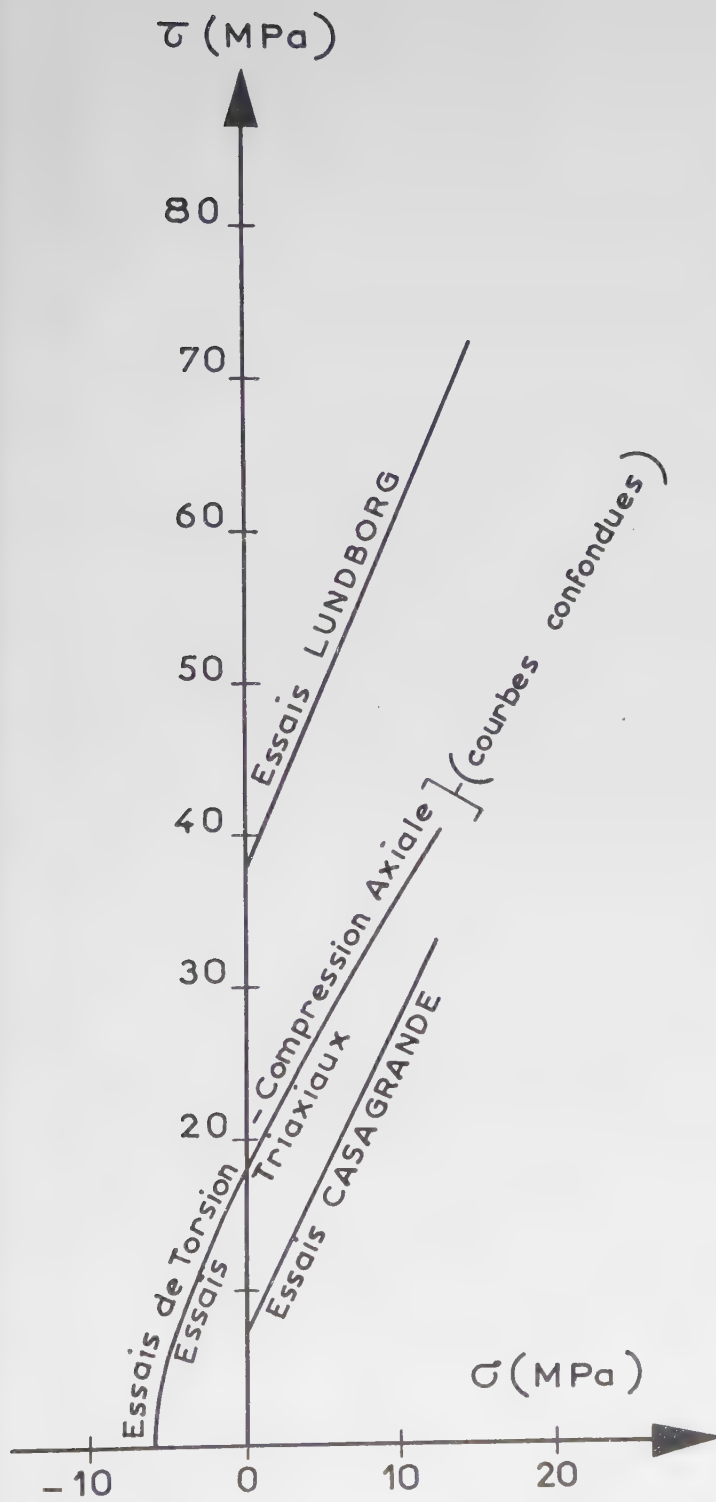
En réalité, c'est toujours l'effet d'échelle qui entre en jeu mais, ici, de deux façons différentes. Il y a d'abord un effet de taille des échantillons et ensuite un effet de leur orientation. Le nombre de plans non "bloqués" par les plateaux de la presse de compression diminue rapidement lorsque l'angle croît, l'éclatement restant constant. Par construction (fig. 4.10), on détermine ainsi, le long des plans d'anisotropie, une cohésion supérieure et un angle de frottement inférieur.

Ceci nous amène tout naturellement à parler de l'angle de frottement interne que nous avons, jusqu'ici, laissé dans l'ombre. Il est remarquable de constater que, quel que soit le type d'essai employé, l'angle de frottement interne reste sensiblement identique (fig. 4.9). Malgré la dispersion des mesures, il semble toutefois qu'il soit très légèrement supérieur dans l'essai LUNDBORG, sans doute sous l'effet de la pression moyenne plus élevée. Pratiquement, ce résultat est très intéressant.

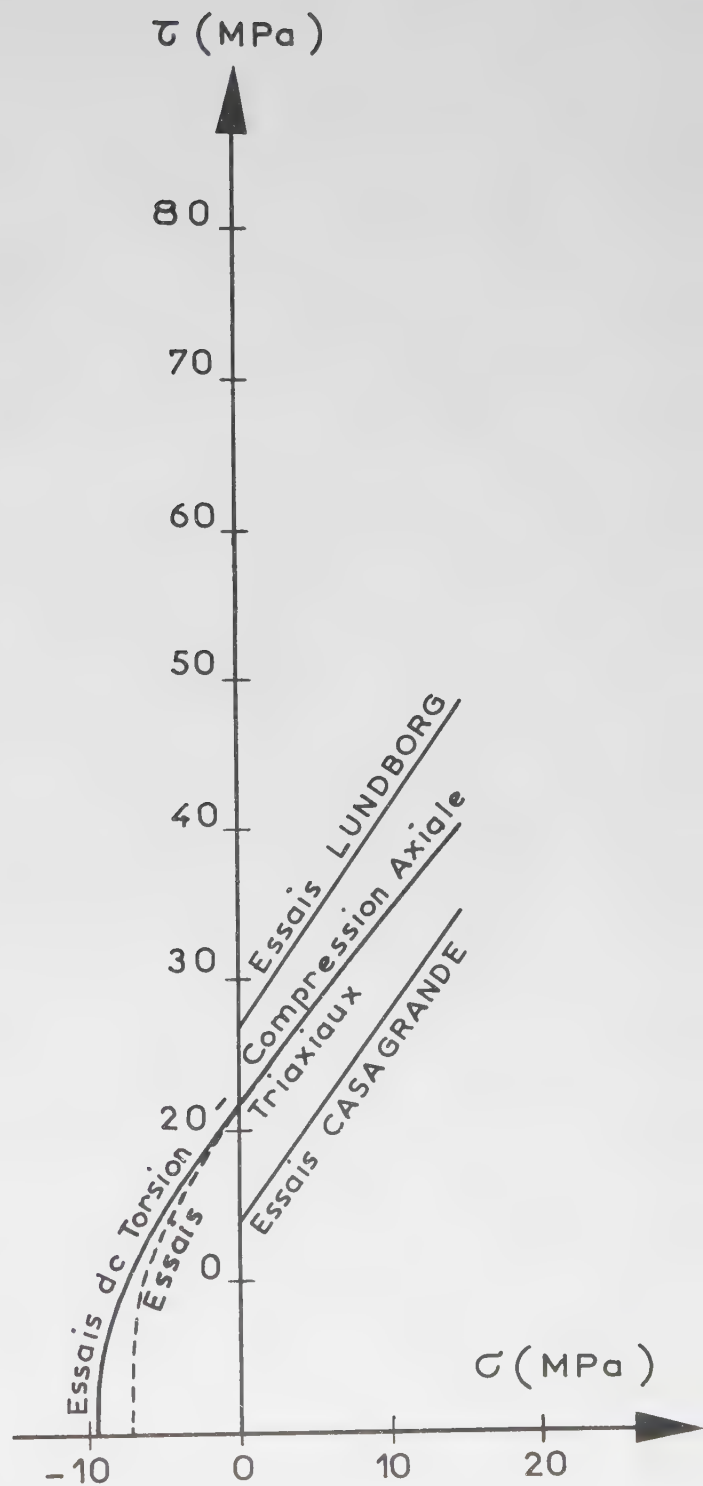
IV. 5 - RESISTANCE AU FROTTEMENT.

Dans un massif rocheux, il existe généralement de nombreuses discontinuités. L'étude des problèmes de stabilité nécessite de connaître les caractéristiques de frottement le long de ces fractures de façon à pouvoir définir un critère de





a) GRANITE DE BROMMAT



b) MARBRE DE VILETTE

Fig. 4. 9 — Courbes Intrinsèques, déterminées par différents modes de Cisaillement.



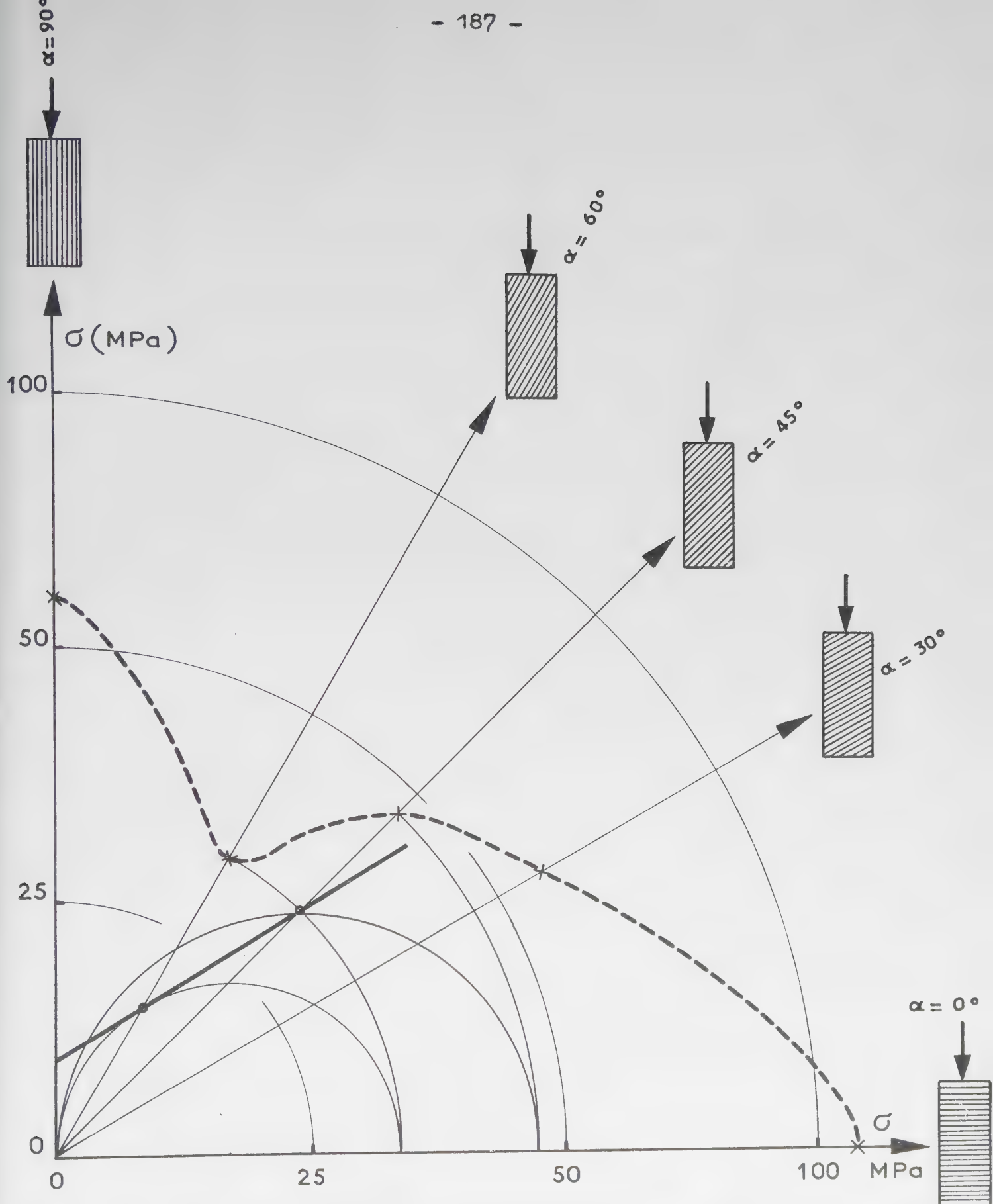


Fig. 4. 10 _ Courbe Intrinsèque de Clivage, construite à partir de la Courbe polaire d'Anisotropie des Résistances en Compression monoaxiale (Construction de S I R I E)

SCHISTES DE LA COCHE



rupture. Nous avons réalisé deux types de frottement : l'un de rotation, l'autre rectiligne.

IV. 5-1 - Frottement avec glissement de rotation.

L'opération consiste à scier une éprouvette cylindrique, à rectifier les surfaces et à les remettre en contact. Un effort axial maintenu constant est appliqué aux bases de l'éprouvette. Ensuite, on développe régulièrement le couple et on enregistre la courbe Couple - Déplacement.

Au cours des essais de frottement réalisés sur des surfaces rectifiées au 1/100 de mm, l'étude des courbes montre trois phases (fig. 4.11) :

- d'abord, une partie linéaire qui représente une déformation de distorsion essentiellement élastique de l'éprouvette,

- ensuite, un pic très net où débute le frottement,

- enfin, une branche horizontale qui correspond au frottement des deux surfaces en contact.

On remarque que le frottement au repos est supérieur au frottement en mouvement. Dès l'instant où il y a déplacement, la résistance au frottement diminue. Il est donc possible de définir deux résistances de frottement : l'une statique, l'autre dynamique. Ce phénomène a déjà été observé par de nombreux auteurs. Il ne se produit que pour les roches dures. Ainsi, dans le cas du mortier ISO, il n'y a plus de pic. A la partie linéaire, fait immédiatement suite un palier horizontal.

Lorsque la contrainte normale devient suffisamment élevée, les surfaces en contact se dégradent rapidement et le palier précédent montre des irrégularités (fig. 4.11).

Les surfaces bouchardées, c'est-à-dire légèrement burinées après leur rectification, ne donnent pas le même type de courbe. Après une partie linéaire, la courbe s'incurve lentement vers l'axe de déplacements. C'est une phase de glissement transitoire où les aspérités des surfaces en contact s'émoussent



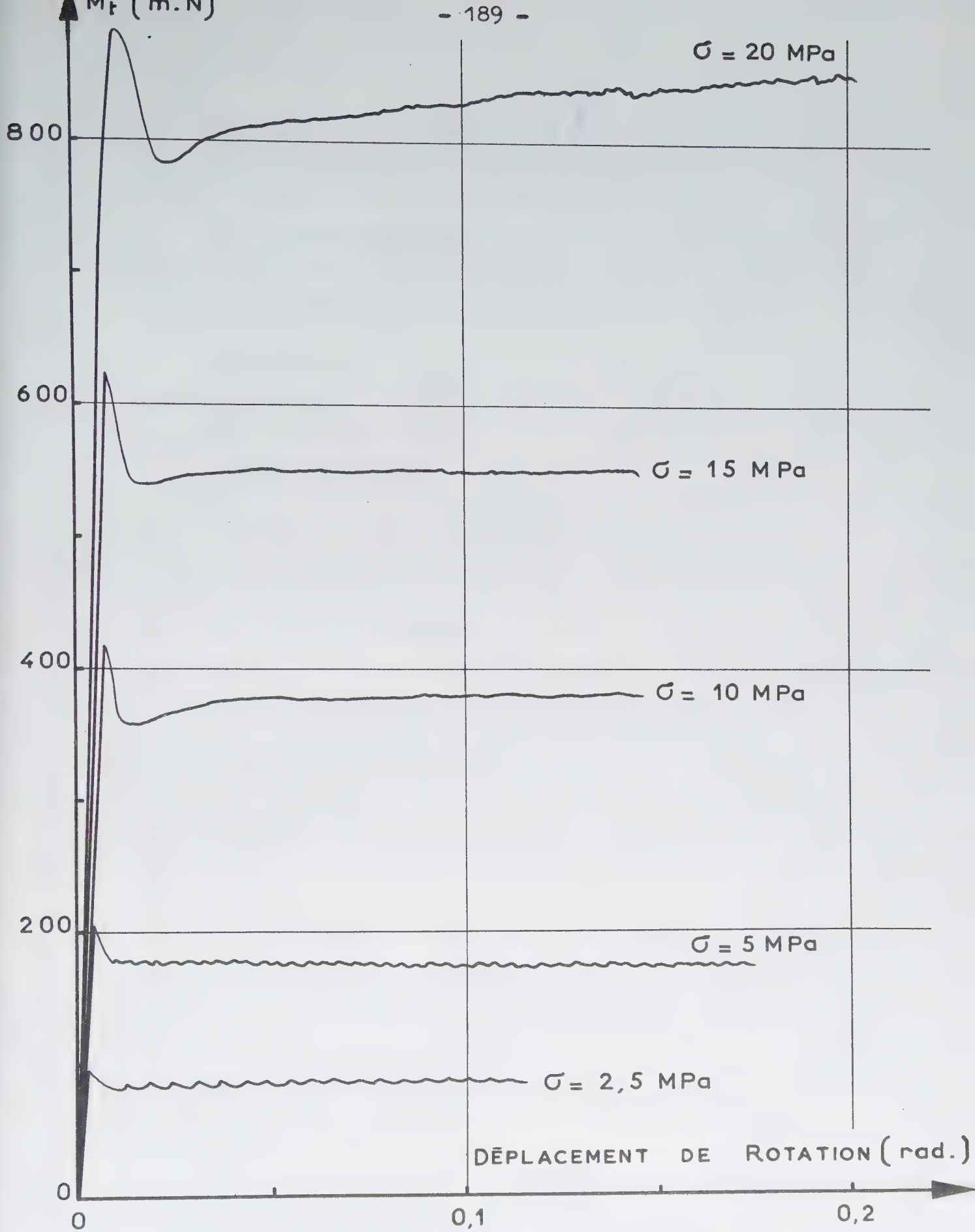


Fig. 4.11_ Essais de Frottement de Rotation sur Surfaces rectifiées.

GRANITE DE BROMMAT

Eprouvettes Cylindriques de diam : 60 mm



petit à petit et où apparaissent des débris de frottement. Ensuite, la courbe atteint une valeur maximale, tout à fait comparable à celle des surfaces rectifiées.

Ce type de frottement se rapproche assez bien des frottements tels qu'on les observe dans la nature car les failles ou les discontinuités naturelles sont souvent remplies d'un matelas de débris.

A partir des courbes Effort - Déplacement, le calcul de la résistance au frottement est commode si l'on admet que la contrainte de frottement τ est constante en tout point de la surface frottante.

$$M_t = \int_0^R 2 \pi r^2 \tau dr$$

$$M_t = \frac{2}{3} \pi \tau R^3$$

$$\tau = \frac{3 M_t}{2 \pi R^3}$$

Dans un repère τ, ϕ (fig. 4.14b), on obtient des droites qui déterminent, pour les surfaces rectifiées du granite, un angle de frottement au repos de 36° et en mouvement de $33,5^\circ$.

Contrairement au frottement rectiligne, le frottement de rotation permet de maintenir en contact les mêmes surfaces. Toutefois, la contrainte de frottement est inversement proportionnelle à R^3 et les moindres variations de R ont des répercussions importantes. Aussi, nous avons cherché à comparer ces résultats à ceux obtenus par l'essai de frottement linéaire.

IV. 5-2 - Frottement avec glissement rectiligne.

Des blocs de granite d'une section de 15 x 20 cm ont été sciés, rectifiés et mis en place dans la boîte de CASAGRANDE (photo 4.6). La surface de frottement est disposée de façon



à coïncider avec le plan de cisaillement. D'autre part, le bloc supérieur est découpé à des dimensions moindres pour qu'il n'y ait pas de variations de surface au cours de l'essai.

Pour les surfaces bouchardées, les courbes enregistrées ont une forme tout à fait analogue à celles que nous avons analysées pour un frottement de rotation (fig. 4.12). On y distingue toujours 3 phases : une phase de déformation essentiellement élastique, une phase de glissement transitoire et une phase de glissement stabilisé.

Par contre, pour les surfaces rectifiées, les phénomènes sont plus curieux (fig. 4.13). Dès la deuxième phase, les courbes sont saccadées. Le frottement diminue brusquement lorsqu'il y a mouvement et augmente lorsqu'il y a repos. On peut tracer une enveloppe supérieure et une enveloppe inférieure des saccades.

Les valeurs maximales des deux enveloppes, c'est-à-dire celles du glissement stabilisé, reportées dans un repère τ, δ , déterminent deux droites et un angle moyen de frottement de 34° (fig. 4.14a).

Pour les surfaces bouchardées, l'angle de frottement est toujours de l'ordre de 34° , mais la droite fait apparaître une légère cohésion de quelques dixièmes de mégapascals (fig. 4.14a).

Finalement, les caractéristiques de frottement sont assez semblables quel que soit le type de frottement et l'état des surfaces, à partir du moment où le frottement est stabilisé. La boîte de CASAGRANDE semble tout-à-fait recommandée pour ce type d'étude.

Cependant, il ne faut pas oublier que la plupart des discontinuités naturelles (failles, diaclases, joints, ...) peuvent être remplies de produits argileux qui ont un rôle de lubrifiant et qui peuvent réduire considérablement les caractéristiques de frottement que nous avons obtenues. Toute une étude reste à envisager dans ce domaine.



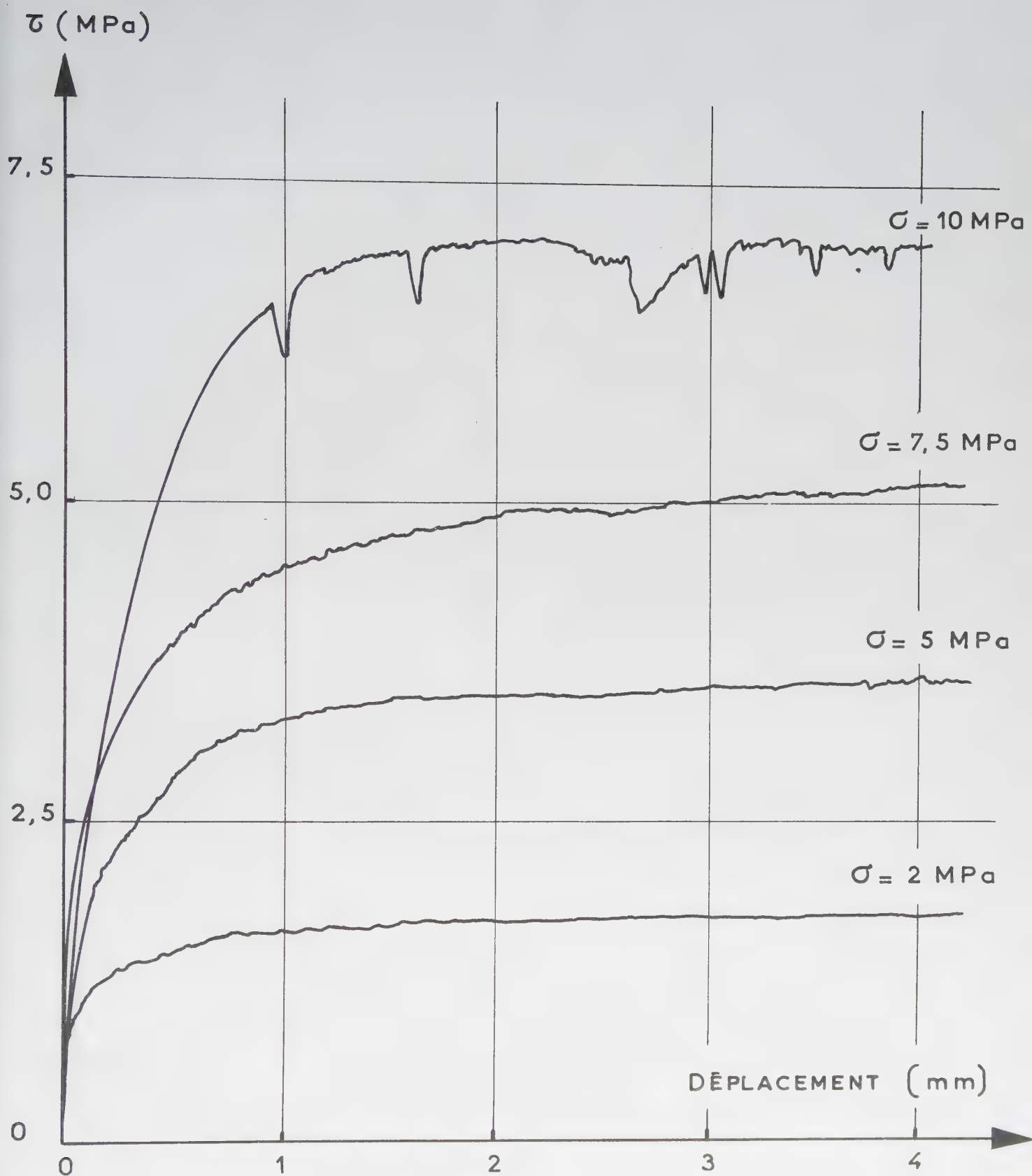


Fig. 4.12_ Essais de Frottement rectiligne sur Surfaces bouchardées.

GRANITE DE BROMMAT



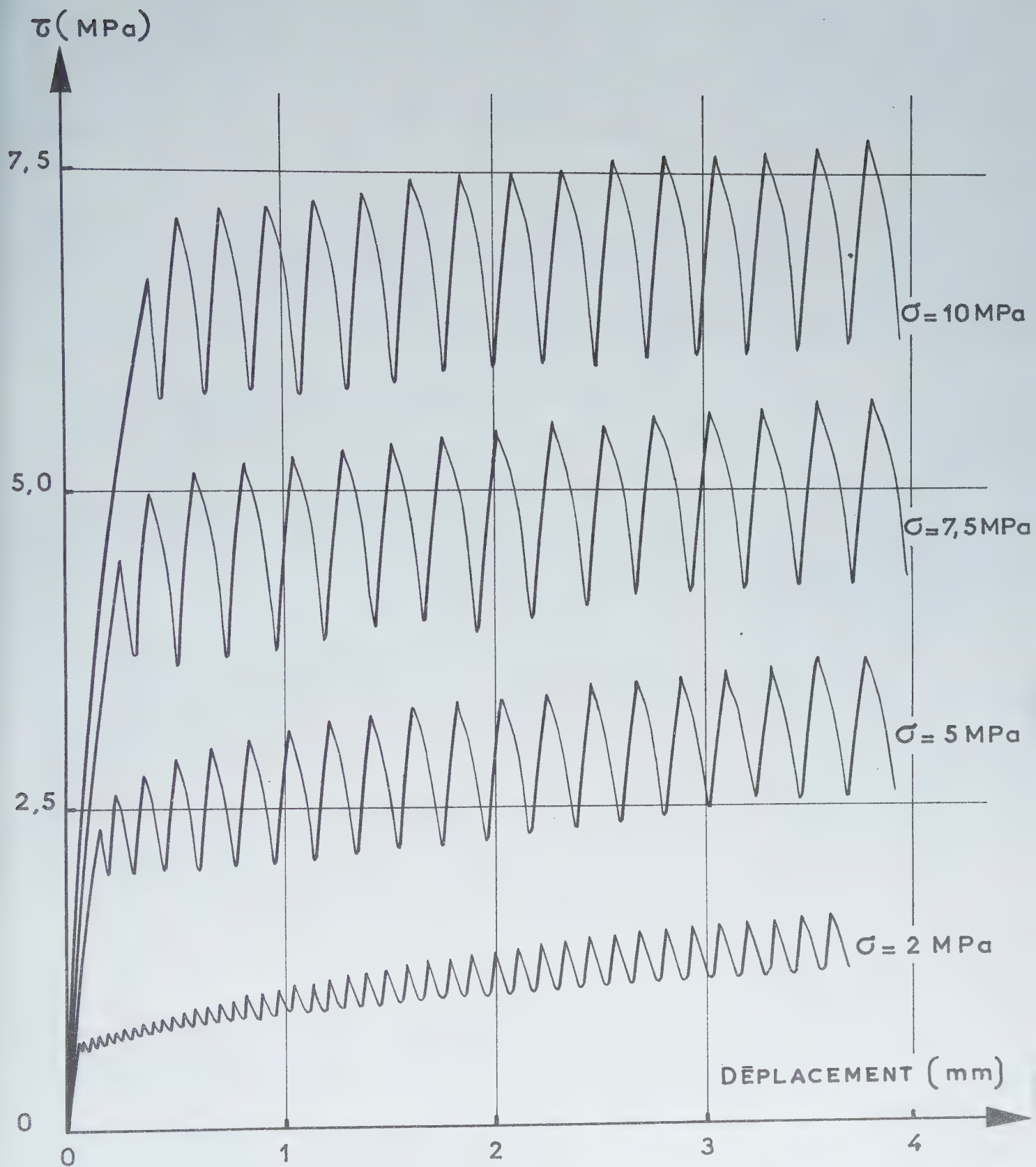
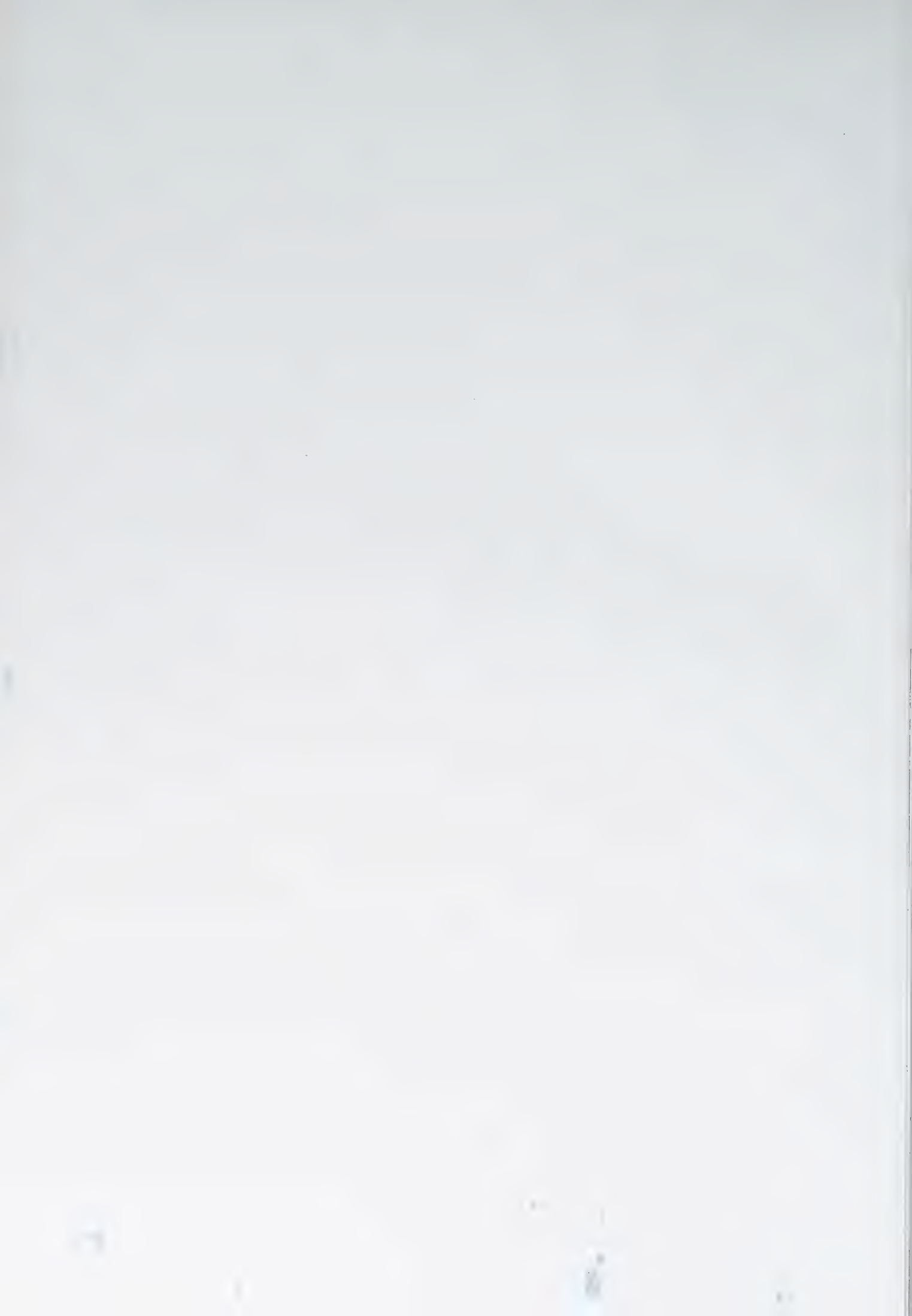
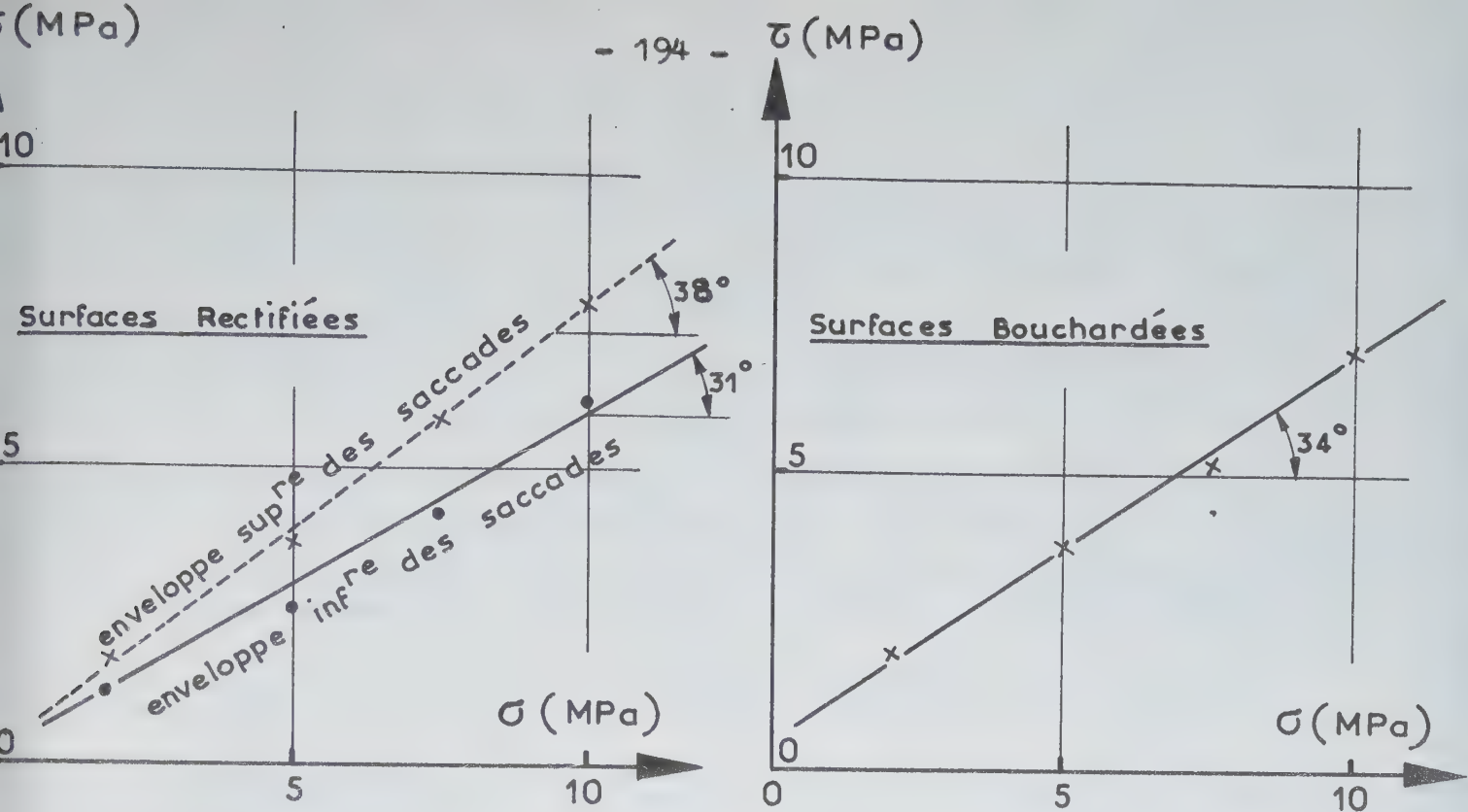


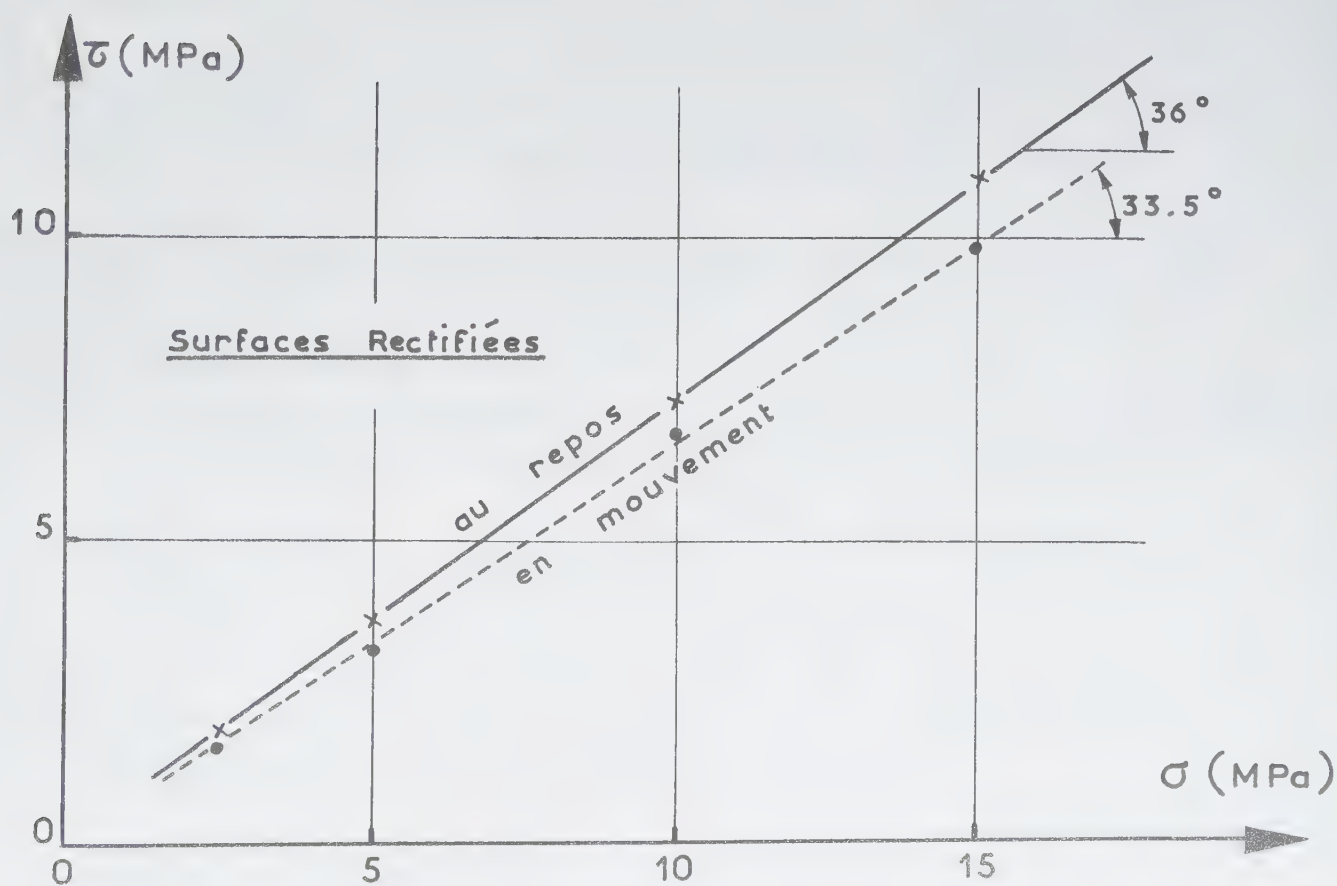
Fig. 4.13_ Essais de Frottement rectiligne sur Surfaces rectifiées.

GRANITE DE BROMMAT





a) - GLISSEMENT RECTILIGNE



b) - GLISSEMENT DE ROTATION

Fig. 4.14 - Graphiques de MOHR-COULOMB pour le Frottement du Granite.

GRANITE DE BROMMAT



IV. 6 - CONCLUSION.

De manière synthétique, que faut-il penser des essais que nous venons de décrire, de leur portée, de leur signification, des résultats auxquels ils aboutissent ?

Pour répondre à cette question, il est indispensable de bien distinguer, comme nous l'avons fait, deux groupes d'essais : ceux à cisaillement libre et ceux à cisaillement imposé. Ces derniers (essais brésiliens, essais LUNDBORG, ...) reflètent les caractéristiques mécaniques correspondant essentiellement à la matrice des roches. Nous ne reviendrons pas sur le cisaillement CASAGRANDE où se manifestent des phénomènes parasites. Néanmoins, on peut distinguer certaines nuances dans les différents cisaillements imposés. Le plan de rupture est, par exemple, davantage imposé dans l'essai LUNDBORG que dans l'essai brésilien et cela ressort dans les mesures.

Si ces essais sont rapides et faciles à multiplier, ils se concrétisent par des résistances généralement excessives, et cela systématiquement dans le cas où l'on cherche à déterminer les caractéristiques mécaniques d'une roche selon les plans d'anisotropie. Pour ces matériaux et selon cette orientation, ces essais à plan de rupture imposé sont définitivement à écarter.

Quant aux cisaillements libres (essais triaxiaux, essais de torsion sous sollicitations pluriaxiales, essais de compression simple, de traction directe, ...), ils prennent en considération la fissuration et sont, à ce point de vue, plus proches de la réalité.

En fait, les différences dans les résultats expérimentaux entre un cisaillement libre et un cisaillement imposé reposent, en grande partie, sur un effet d'échelle.

Finalement, on est confronté à un problème d'ordre financier qui consiste à opter entre des essais rapides (en général, cisaillement imposé) ou des essais plus longs (en général, cisaillement libre). Les premiers déterminent des caractéristiques souvent surestimées, les seconds, des caractéristiques plus exactes. La multiplication indispensable des essais de laboratoire crée encore des difficultés supplémentaires.



Liste bibliographique

- 4.1 BERTHIER, R.M., Mesures comparées de traction sur ciments et mortiers et questions connexes. Revue des matériaux de construction n° 431-432, Août-Septembre 1951.
- 4.2 TOURENQ, Cl., DENIS, A., La résistance à la traction des roches. Rapport de recherche n° 4. Laboratoire des Ponts et Chaussées. Février 1970.
- 4.3 HERTZ, H.Z., Math. Physik. Vol. 28. 1183.
- 4.4 MASURE, P., Comportement des roches à anisotropie planaire discontinue. Application à l'étude de la stabilité des excavations souterraines. Thèse présentée à l'Université de Nancy. p. 188-189 - 1970.
- 4.5 HABIB, P., MORLIER, P., RADENKOVIC, D., L'application de l'essai brésilien dans la Mécanique des Roches. Rheology and Soil Mechanics, Symposium Grenoble, Avril 1964.
- 4.6 DIERNAT, Détermination de la résistance à la traction du béton, influence de la méthode d'essai. Rapport interne du laboratoire E.D.F. d'Aix-en-Provence. Janvier 1966.
- 4.7 DUFFAUT, P., Compte-rendu du 1er Congrès International de Mécanique des Roches de Lisbonne en 1966.
- 4.8 LUNDBORG, N., 1er Congrès International de Mécanique des Roches. Lisbonne. Volume 1. p. 251. 1966.



- 4.9 COMES, G., MASURE, Ph. Emploi systématique du double cisaillement LUNDBORG pour l'étude des roches. Colloque de Géotechnique. Thème I. Mars 1969.
- 4.10 WITTKE, W., LOUIS, Cl., Quelques essais pour déterminer les caractères mécaniques des matériaux rocheux. Colloque de Géotechnique. Thème I. Toulouse - Mars 1969.

Documents consultés :

- Rapport interne E.D.F. - Etude des propriétés mécaniques du granite de Brommat II - Barrage de La Barthe. Septembre 1970.
- Rapport interne E.D.F. - Détermination en laboratoire des caractéristiques géotechniques des roches dans le site de l'usine de La Coche. Octobre 1972.







CHAPITRE V

CALCUL DE LA STABILITE DES

EXCAVATIONS SOUTERRAINES



V. 1 - INTRODUCTION.

Actuellement, Electricité de France compte 18 usines souterraines en exploitation et 6 autres en cours de travaux ou sur le point de l'être.

Les usines hydroélectriques souterraines construites nécessitent le creusement de grandes excavations.

Ce sont des cavités dont les formes sont particulières si on les compare aux alvéoles souterrains destinés aux ateliers de montage ou aux entrepôts stratégiques. Elles présentent, en général, une forme rectangulaire, la partie supérieure étant traitée en voûte.

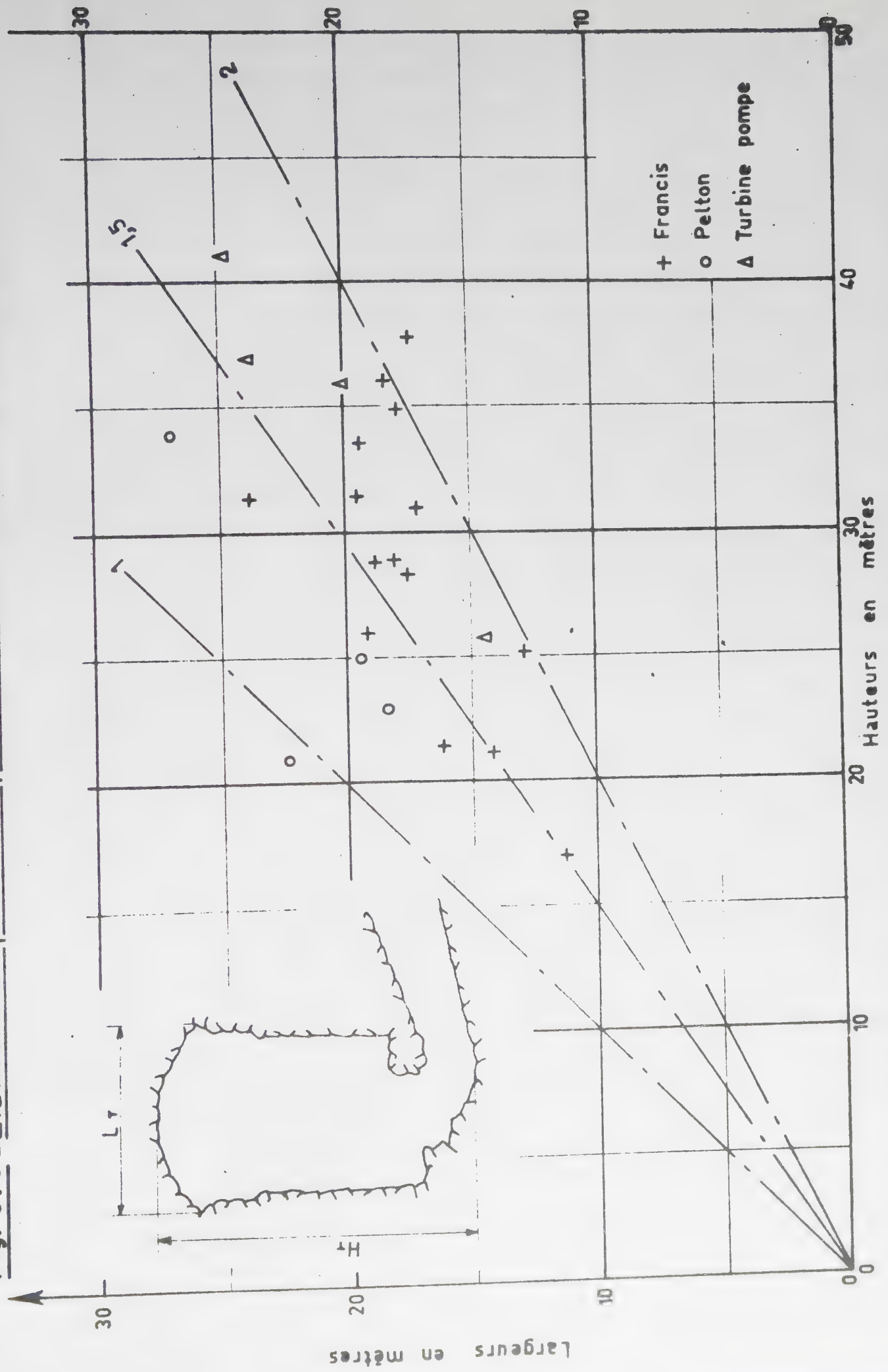
La localisation de l'emplacement de l'excavation est liée à des impératifs de nature topographique, géologique et économique. La fonction hydroélectrique précise le niveau vertical de l'usine. La géologie et la géotechnique interviennent dans le choix de l'emplacement horizontal, de façon à situer l'alvéole dans la zone qui présente les meilleures caractéristiques. Pour cela, une étude réalisée grâce à des galeries de reconnaissance est préalablement nécessaire. Enfin, du point de vue prix de revient, les conduites d'amenée doivent être les plus courtes possible. L'ensemble de tous ces paramètres permet de localiser la zone à excaver.

Les dimensions les plus défavorables à la stabilité sont les dimensions transversales. L'élancement (rapport hauteur sur largeur) donné à l'usine souterraine est lié au type de machines équipant la chute. Il est très apparent avec les groupes à axes verticaux (turbine Francis). Le phénomène s'accroît pour les stations de transfert d'énergie par pompage où l'on doit installer des groupes binaires - alternateur - turbine réversible - ou des groupes ternaires - alternateur, turbine, pompe - (5.7) (fig. 5.0).

Le creusement de la cavité est réalisé en plusieurs étapes et non pas à pleine section. Les opérations débutent par le déblaiement de la roche en calotte sur toute la largeur du futur ouvrage. On procède ensuite à la mise en place de la voûte en béton, puis à l'abri de ce parapluie, à l'abatage descendant du stross (fig. 5.2).



Fig. 5.0 - Élanement présenté par les usines souterraines à E.D.F.





La stabilité de l'excavation souterraine doit être assurée non seulement en phase finale, mais également au cours des différentes phases transitoires qui aboutissent à la forme recherchée.

De plus, l'aménagement d'une usine souterraine ne se limite pas au creusement d'une cavité principale unique. Il est nécessaire d'exécuter un ensemble d'alvéoles secondaires de dimensions parfois importantes pour loger le matériel de sécurité hydraulique (robinets haute pression, batardeaux) et parfois les transformateurs si l'usine est profondément implantée dans le rocher. Les raisons économiques poussent encore le projeteur à regrouper, à proximité de la cavité principale, ces alvéoles annexes de façon à réduire les galeries de raccordement. Finalement, l'ensemble de ces chambres environnantes et de ces galeries (galerie d'accès, galerie d'amenée, galerie de fuite, ...) transforme le problème de l'excavation d'une usine souterraine en un problème de cavités multiples séparées par des piliers. On est très loin d'une cavité de forme cylindrique. Aussi, les méthodes analytiques de calcul conduisent-elles à des équations différentielles qu'il est impossible d'intégrer.

Les méthodes approchées qu'on peut alors envisager sont de deux types :

- celles où l'on recherche une solution numérique approchée du système différentiel (fonctions analytiques approchées ou méthode des différences finies),

- celles où l'on substitue au milieu continu un milieu discontinu formé d'un assemblage d'éléments distincts (méthode des éléments finis). (5.1) - (5.2).

C'est cette dernière méthode que nous allons présenter au cours de ce chapitre. Nous analyserons son principe, sa formulation générale, son application au calcul de la stabilité des excavations souterraines et plus particulièrement, à celle de Sisteron. Nous verrons comment sont introduits dans les calculs les paramètres déterminés en laboratoire et comment les résultats des calculs auxquels on aboutit donnent des indications sur la marche à suivre pour la réalisation



de l'ouvrage. Avant de traiter le cas des cavités de forme complexe, rappelons les cas simples correspondant au calcul des contraintes autour des tunnels de forme circulaire.

V. 2 - ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE. Champ de contraintes autour d'un tunnel circulaire en milieu isotrope (5.3).

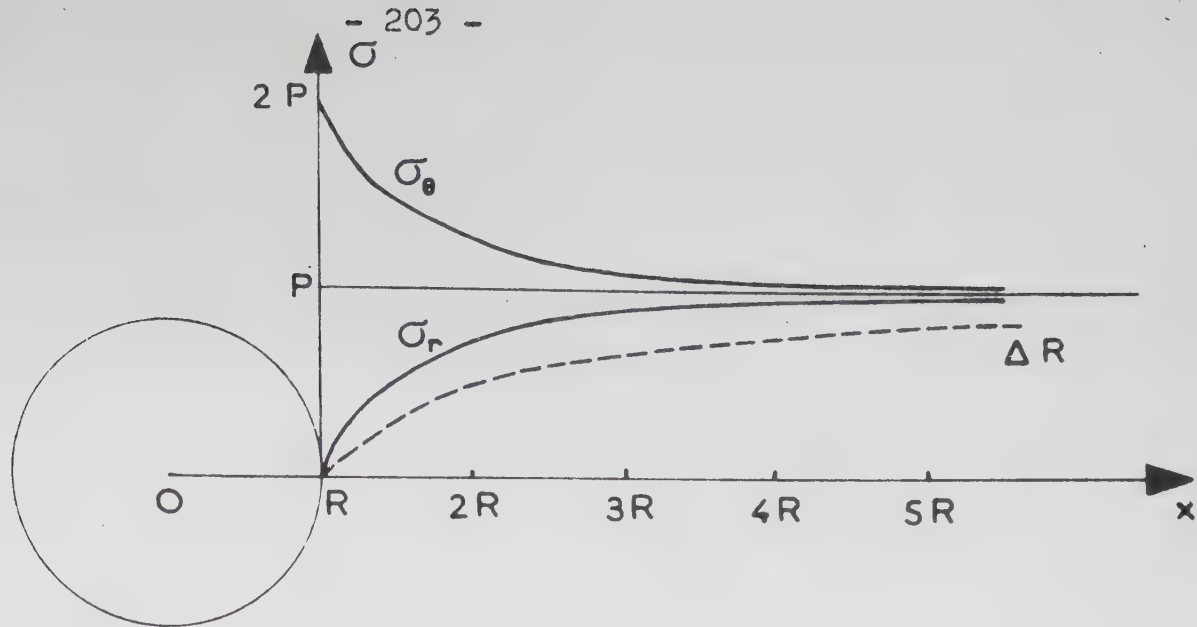
Le champ de contrainte régnant autour d'un tunnel creusé dans un milieu infini peut se représenter de façon polaire par les contraintes σ_θ et σ_r qui sont respectivement les contraintes principales agissant tangentielllement et radialement.

Lorsque le milieu élastique est soumis à un état de contrainte hydrostatique P , le creusement d'un tunnel circulaire fait apparaître un champ de contrainte où σ_r est une fonction croissante du rayon et σ_θ une fonction décroissante (fig. 5.1a). L'hydrostatisme du champ des contraintes n'est pratiquement pas perturbé au-delà d'une distance de $5 R$ par rapport au centre de la cavité car les variations du champ des contraintes sont fonction de $1/R^2$. Par contre, les déplacements varient en $1/R$. Le calcul du déplacement qui exige une intégration à l'infini montre que la zone où apparaissent les perturbations s'étend jusqu'à une distance $10 R$ de la cavité.

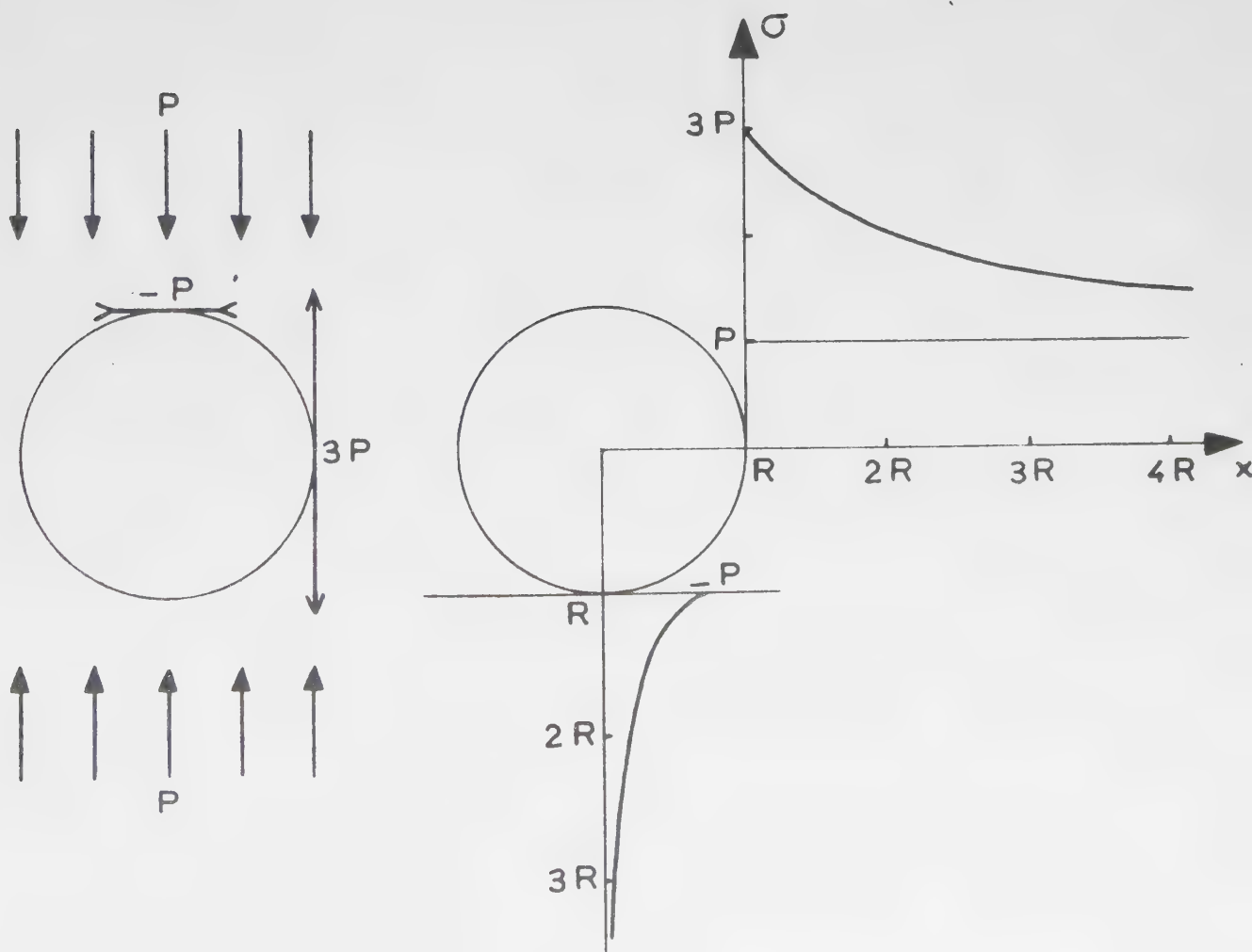
Lorsque le milieu élastique est soumis à un état de contraintes monoaxial P , le champ de contraintes régnant sur le pourtour du tunnel circulaire est nettement différent. La contrainte tangentielle σ_θ est de la forme $\sigma_\theta = P - 2 P \cos \theta$; elle vaut $3 P$ selon la direction diamétrale perpendiculaire au champ initial et $- P$ selon la direction diamétrale parallèle. Les conditions de stabilité sont plus défavorables que pour un milieu sous contrainte hydrostatique mais, comme précédemment, les contraintes décroissent en $1/R^2$ (fig. 5.1b).

Toutes ces conditions nous permettront de mieux délimiter, pour ce qui concerne les calculs par éléments finis, la zone au-delà de laquelle le déplacement peut être considéré comme nul et le régime des contraintes comme non perturbé.





a) - ETAT DE CONTRAINTES HYDROSTATIQUE P.



b) - ETAT DE CONTRAINTES MONOAXIAL

Fig. 5.1 - Contraintes Radiale et Tangentielle
autour d'un Tunnel Circulaire, creusé en milieu "élastique".



Signalons aussi que dans le cas général, l'état de contraintes n'est que la superposition des deux précédents.

V. 3 - CALCUL ELASTIQUE DES CAVITES SOUTERRAINES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS.

La méthode des éléments finis permet d'étudier les cas géométriques les plus complexes. Seule, la taille actuelle des ordinateurs limite son développement, surtout pour les problèmes où interviennent les trois dimensions de l'espace.

V. 3-1 - Principe de la méthode.

La méthode des éléments finis consiste à substituer au milieu continu une structure formée d'un assemblage d'éléments distincts. Cette méthode dérive de celle appliquée au calcul des structures réticulées hyperstatiques.

Les éléments de base ont des formes et des dimensions variables : dans un problème plan, ce peut être des triangles, des rectangles ; dans un problème spatial, des tétraèdres ou des volumes plus complexes. Ces éléments sont reliés entre eux par des points nodaux communs.

Cette division arbitraire implique, pour respecter le milieu continu, un certain nombre de conditions :

- l'assemblage de ces éléments ne doit former qu'une seule structure,
- sous l'effet du chargement, les déformations de deux éléments adjacents doivent être compatibles, c'est-à-dire ne pas provoquer de lacunes ou de chevauchements.

Néanmoins, la méthode des éléments finis présente une grande souplesse. Il n'est pas nécessaire de prévoir un quadrillage régulier, à pas constant sur tout le modèle. De cette façon, la précision et la rapidité des calculs deviennent plus grandes. Généralement, le maillage choisi est plus fin dans les zones où existe un fort gradient de contrainte.



De plus, pour couvrir une surface dont le contour donné est quelconque, l'emploi d'éléments triangulaires est très commode. Chacun des éléments a ses caractéristiques mécaniques propres qui sont, outre la masse spécifique :

- en élasticité isotrope, le module d'YOUNG et le coefficient de POISSON,

- en élasticité anisotrope, les coefficients de déformabilité correspondant au type de symétrie de la roche.

Ce modèle permet de simuler une superposition de bancs géologiques ayant des caractéristiques mécaniques différentes, de prendre en considération les zones de discontinuités, ... On pourra également introduire, au niveau de certains noeuds, les forces extérieures agissant sur la structure.

On démontre que la solution obtenue par la méthode des éléments finis converge vers la solution analytique exacte si la taille des éléments diminue.

V. 3-2 - Formulation générale de la méthode des éléments finis (5.1), (5.2), (5.4), (5.5), (5.6), (5.8).

A partir de la loi de comportement de la roche (coefficients de déformabilité) dans chacune des mailles et de la géométrie du modèle, on détermine la raideur de chacun des éléments, puis la raideur de l'ensemble des éléments. Enfin, en connaissant les conditions aux limites (contraintes dues au poids des terrains, forces extérieures dues au soutènement qui constitue d'ailleurs un système toujours nul, ...), on est en mesure de calculer les déplacements et les contraintes en tous points du modèle.

V. 3-2-1 - Matrice de raideur élémentaire.

La fonction des déplacements à l'intérieur et sur les frontières d'un élément doit satisfaire la continuité des déplacements. L'exemple le plus simple est de choisir une fonction où les déplacements varient linéairement avec les coordonnées du point.



Ainsi, pour un point M (x, y, z) appartenant à élément tétraédrique d'un espace tridimensionnel orthonormé, on pourra choisir une fonction des déplacements de la forme :

$$U_{Mx}(x, y, z) = A_0 + A_1 x + A_2 y + A_3 z$$

$$U_{My}(x, y, z) = B_0 + B_1 x + B_2 y + B_3 z$$

$$U_{Mz}(x, y, z) = C_0 + C_1 x + C_2 y + C_3 z$$

U_{Mx}, U_{My}, U_{Mz} = composantes du déplacement du point M,

x, y et z = coordonnées cartésiennes du point M,

$A_0, A_1, \dots$ = constantes.

Sous forme matricielle, ces relations s'écrivent :

$$|U(x, y, z)| = |M(x, y, z)| \cdot |A|$$

$|U(x, y, z)|$ est la matrice des déplacements,

$|M(x, y, z)|$ est une "matrice de passage", fonction des coordonnées des points,

$|A|$ est la matrice dite des "coordonnées généralisées".

Par analogie avec le coefficient de raideur d'un ressort, on définit pour l'élasticité de chaque élément une matrice élémentaire de raideur k :

$$|F| = |k| |U|$$



$|F|$ = matrice colonne représentant les composantes des forces agissant aux différents noeuds d'un élément (1)

$|U|$ = matrice colonne correspondant à la matrice $|F|$ et qui est formée par les composantes des déplacements des différents noeuds du même élément.

Par exemple, pour un élément triangulaire appartenant à un espace à deux dimensions (fig. 5.3), les matrices $|U|$ et $|F|$ s'écriront :

$$\begin{bmatrix} F_{Ix} \\ F_{Iy} \\ F_{Jx} \\ F_{Jy} \\ F_{Kx} \\ F_{Ky} \end{bmatrix} = [k] \begin{bmatrix} U_{Ix} \\ U_{Iy} \\ U_{Jx} \\ U_{Jy} \\ U_{Kx} \\ U_{Ky} \end{bmatrix}$$

$[k]$ étant ici une matrice 6 x 6.

On démontre par le théorème des travaux virtuels (5.2) que la matrice de raideur élémentaire a pour expression :

$$[k] = [M^{-1}]^t \left(\int_{vol} [B]^t [T] [B] dv \right) [M^{-1}]$$

(1) Les forces exercées par les contraintes au niveau des faces d'un élément sont remplacées par un système de forces statiquement équivalent, agissant directement aux noeuds de l'élément.





$|M|$ = matrice des coordonnées des points nodaux d'un élément,

$|B|$ est définie par l'égalité matricielle :

$|E| = |B| \cdot |A|$, $|E|$ étant la matrice déformation.
La matrice $|B|$ s'obtient à l'aide de la matrice $|M|$ par différenciation convenable.

$|T|$ exprime la loi de comportement du matériau

$$|\sigma| = |T| \cdot |E|$$

En coordonnées cartésiennes planes, en considérant une tranche d'épaisseur unité et en supposant que $|B|$ et $|T|$ soient constants, la matrice de raideur élémentaire s'écrit plus simplement :

$$|k| = s \cdot |M|^{-1} \cdot |B|^t \cdot |T| \cdot |B| \cdot |M|^{-1}$$

s représente l'aire de l'élément considéré.

V. 3-2-2 - Matrice de raideur globale.

Connaissant la matrice élémentaire de raideur de chaque élément du modèle, on constitue la matrice de raideur globale de l'ensemble du modèle. Pour cela, on écrit l'équilibre de chaque noeud après assemblage de tous les éléments qui y concourent. Plus exactement, on égale les forces extérieures qui sont appliquées aux noeuds aux résultantes des forces intérieures fictives qui y sont transmises en conséquence de leurs déplacements.

De cette façon, l'ensemble des relations linéaires auxquelles on aboutit peut se mettre sous la forme :

$$|F| = |K| \cdot |U|$$



$|F|$ = matrice colonne des forces extérieures. Dans un problème plan, elle comprend deux composantes par noeud.

$|U|$ = matrice colonne des déplacements des noeuds du modèle.

$|K|$ = matrice de raideur globale. Pour un modèle comprenant N noeuds, la matrice $|F|$ a les dimensions $2 N \times 2 N$ dans le cas d'une géométrie planaire et $3 N \times 3 N$ dans le cas d'une géométrie spatiale.

V. 3-2-3 - Conditions aux limites.

Les conditions aux limites sont de deux types. Ce sont soit des déplacements qu'il convient d'imposer en certains points du modèle, soit des contraintes que l'on transforme en forces. Ces conditions modifient certaines équations du système :

$$|F| = |K| |U|$$

Par exemple, un modèle ayant à la fois une géométrie et un chargement symétrique se déformera symétriquement. Les composantes du déplacement des noeuds situés sur l'axe de symétrie seront donc nulles selon la direction perpendiculaire à l'axe.

De même, une pression uniforme appliquée selon une face d'un modèle se traduira par un ensemble de forces ponctuelles appliquées aux noeuds de la face. Cette représentation n'est valable que si le maillage est suffisamment resserré à proximité de la paroi. On remarque cependant que les contraintes deviennent rapidement uniformes dès que l'on quitte les éléments de bordure.

V. 3-2-4 - Calcul des déplacements et des déformations.

A partir de la matrice de raideur globale du système et des conditions aux limites, on calcule aisément les déplacements :

$$|U| = |K^{-1}| |F|$$



Chacune des composantes de la matrice $|F|$ est :

- ou bien nulle,

- ou bien égale au poids du terrain environnant.

Pour un élément triangulaire, on affectera, par exemple, le tiers du poids de l'élément à chaque sommet,

- ou bien égale à la force extérieure appliquée, pour un noeud situé à la périphérie du modèle.

La matrice de raideur globale $|K|$ que nous avons précédemment définie, n'est fonction que des coordonnées des noeuds et des caractéristiques de déformabilité de la roche.

Enfin, les déformations que nous cherchons s'obtiennent par dérivation de la matrice des déplacements $|U| = |M| |A|$:

$$|\mathcal{E}| = |B| |A|$$

V. 3-2-5 - Calcul des contraintes.

En choisissant une hypothèse de comportement de la roche (l'hypothèse élastique est la plus souvent adoptée), les contraintes s'expriment en fonction des déformations :

$$|\mathcal{S}| = |T| |\mathcal{E}|$$

Si l'on désire affecter ces contraintes à un point bien précis de l'élément, on les affectera au centre de gravité de l'élément. Pour calculer les contraintes en un noeud du maillage, on réalisera une moyenne pondérée des contraintes s'exerçant au niveau de tous les éléments adjacents.

V. 4 - APPLICATION AU CALCUL DE LA STABILITE DES USINES SOUTERRAINES.

Précédemment, nous avons vu que les cavités souterraines creusées par E.D.F. ont une dimension (la longueur) beaucoup plus importante que les deux autres. Cette géométrie permet de limiter l'étude de la stabilité à celle d'un plan vertical perpendiculaire à la grande dimension de la cavité. Il faut



simplement que les caractéristiques mécaniques ne subissent pas de variations selon la direction parallèle à l'axe de l'excavation.

V. 4.1 - Maillage et méthode de chargement.

Pour un milieu homogène, l'isotropie ou certaines orientations de l'anisotropie permettent de réduire la zone étudiée à celle d'un demi-plan et cela dans la mesure où la cavité et le champ des contraintes admettent le même axe de symétrie.

Au-delà d'une symétrie possible, les limites de la géométrie du modèle que l'on étudie sont fixées par des considérations géotechniques. Ainsi, on choisira un modèle qui s'étende assez loin de la cavité si les conditions aux limites sont de déplacement alors qu'un modèle plus réduit suffit si les conditions aux limites sont de contraintes.

Le modèle d'éléments finis qu'utilise E.D.F. découpe le plan étudié en éléments quadrangulaires (les macromailles), eux-mêmes subdivisés en éléments quadrangulaires plus petits (les micromailles).

Le macromaillage ou "grand réseau" est adapté aux formes générales de la cavité. Les noeuds de ce macromaillage sont l'intersection de lignes droites et/ou d'arcs de cercle choisis convenablement (fig. 5.4). De cette façon, on peut suivre des contours variés avec une bonne précision.

Le micromaillage ou "petit réseau" consiste à découper les macromailles en éléments plus petits. Les coordonnées des noeuds des mailles élémentaires sont calculées automatiquement à partir des macromailles et des rayons de courbures éventuels. La densité des noeuds est beaucoup plus importante à proximité de la cavité.

Ensuite, chaque macromaille est affectée d'un module d'élasticité E , d'un coefficient de POISSON ν et d'une masse volumique ρ .



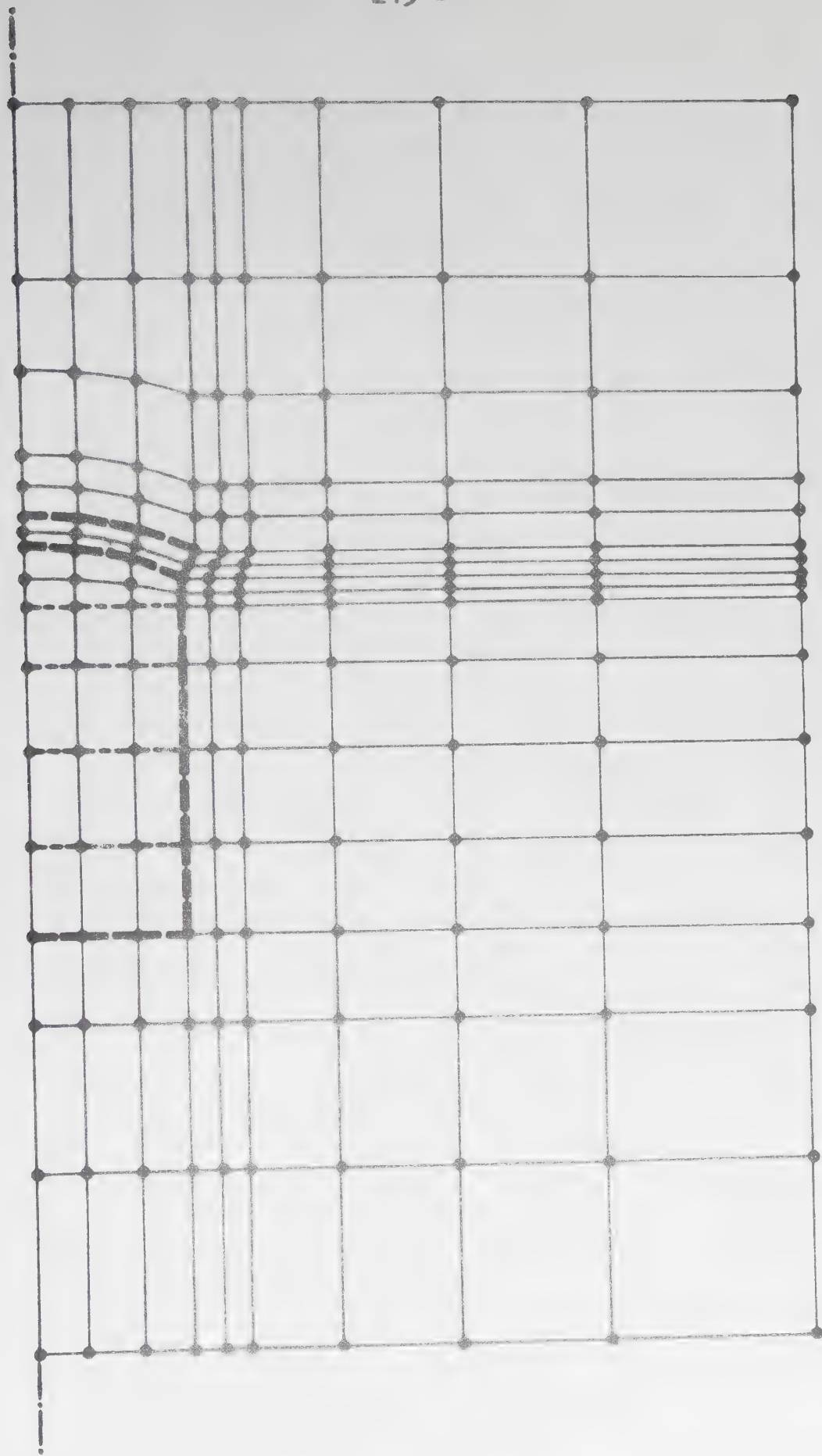


Fig. 5. 4 - Macromailage utilisé par E.D.F pour un milieu à excaver.

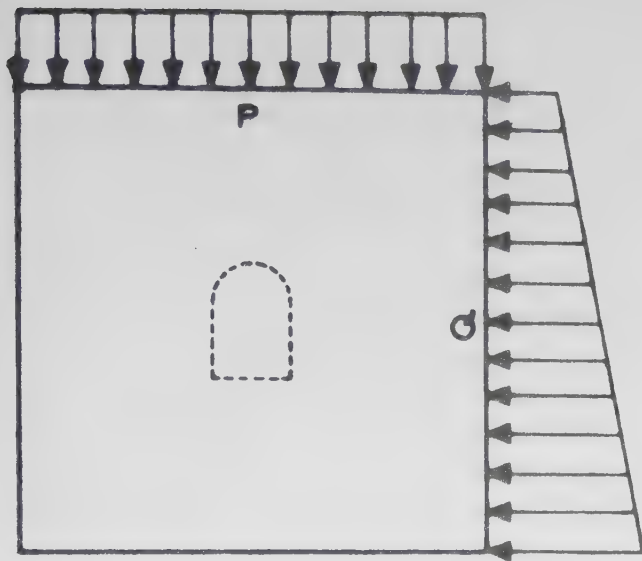


Les conditions aux limites sont appliquées aux noeuds des éléments. Le programme E.D.F. de calcul a adopté, jusqu'à ces dernières années, la méthode de chargement sur le contour externe (fig. 5.5.1). Le poids des terrains surincombants et la poussée latérale de la roche sont représentés par un ensemble de forces extérieures (fig. 5.5.1). On recherche d'abord les déplacements du milieu non excavé et chargé, de façon à recréer le milieu naturel (fig. 5.5.1a), puis les déplacements du milieu excavé et chargé (fig. 5.5.1b). La différence de ces deux valeurs traduit le déplacement que l'on observera dans le massif rocheux dû à l'excavation.

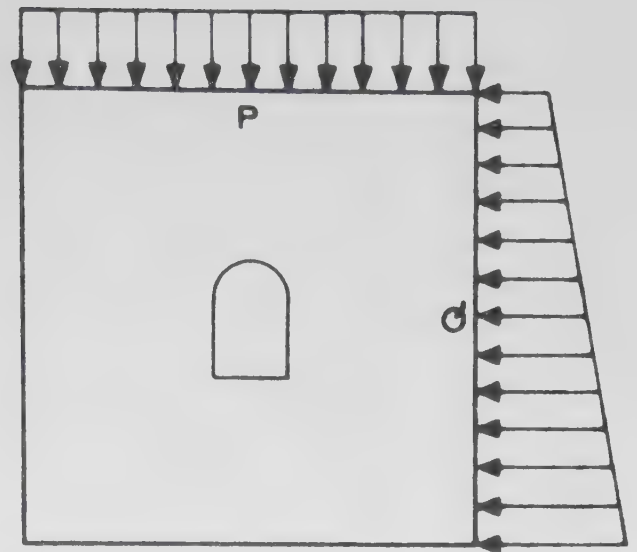
Actuellement, le programme E.D.F. utilise un autre mode de chargement du modèle : le chargement sur le contour interne (fig. 5.5.2). Dans une première phase, on recherche les contraintes tangentiellles et normales induites tout au long du contour de la future excavation sous l'effet du chargement extérieur (fig. 5.5.2a). Dans une seconde phase, on applique un système de force opposé au précédent qui, bien sûr, annule les contraintes sur le contour de l'excavation mais qui ne modifie pas les contraintes périphériques au modèle (fig. 5.5.2b). Cette seconde méthode s'identifie à la superposition de deux états de contraintes ; l'un correspond au chargement périphérique et aux contraintes qu'il induit, l'autre au chargement interne agissant sur le contour de l'excavation et ne créant pas de contraintes à la périphérie du modèle. Cette méthode permet plus facilement de tenir compte des soutènements ou des revêtements rajoutés dans l'excavation au cours des phases de creusement.

Les différents calculs relatifs aux phases transitoires de creusement sont exécutés sur le même maillage. Le macromailage suit la forme arquée de la voûte, des piédroits ainsi que des niveaux successifs du stross (fig. 5.4). Cette disposition permet de suivre la cavité dans ses diverses formes successives et de simuler l'excavation d'un certain volume en substituant aux caractéristiques de déformabilité du rocher occupant ce volume, des caractéristiques de déformabilité nulles. Les cavités transitoires et la cavité finale seront donc représentées par des macromailles l'intérieur desquelles E $\sqrt{\quad}$ ().



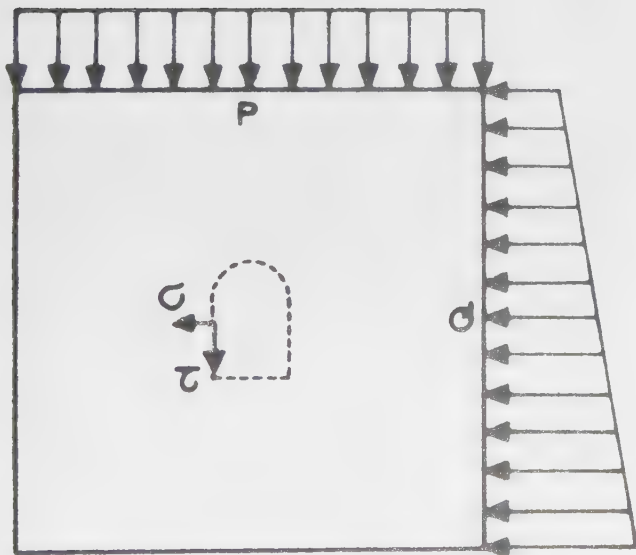


a) - Milieu sans Cavité

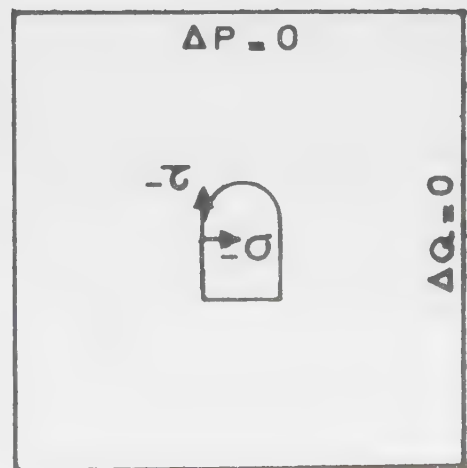


b) - Milieu avec Cavité

* Fig. 5.5.1 - CHARGEMENT SUR LE CONTOUR EXTERNE



a) - Milieu sans Cavité



b) - Milieu avec Cavité Simulée

** Fig. 5.5.2 - CHARGEMENT SUR LE CONTOUR INTERNE

Nota :

- * pour obtenir les déplacements, faire $b - a$
- ** pour obtenir les contraintes, faire $a + b$

Fig. 5.5 - Méthodes de Chargement d'un Modèle (milieu pesant)



La voûte qui joue un rôle dans la stabilité de l'excavation entre également en considération dans les calculs et fait partie intégrante du maillage avec ses caractéristiques de déformabilité propres. Il est cependant nécessaire de remarquer que sa mise en place n'intervient qu'à l'issue de la phase de creusement de la calotte et que, pendant ce temps, des déformations se sont déjà produites dans le rocher. En milieu élastique, la voûte ne se met en charge qu'au cours des étapes d'abatage du stross. Si l'on utilise la méthode du chargement sur le contour externe, on peut tenir compte de la succession de ces phases à l'aide d'un artifice de calcul qui consiste à introduire des prédéformations ϵ_0 .

Ces prédéformations sont nulles partout sauf dans la voûte où elles sont obtenues de la façon suivante :

- un premier calcul fournit les déplacements du contour de la calotte sous l'effet du chargement externe,
- ces déplacements sont ensuite appliqués à la voûte en béton seule (considérée comme une structure indépendante).

Les déformations qui en résultent ne sont autres que les prédéformations recherchées.

Au cours des calculs ultérieurs (correspondant aux diverses phases d'abatage du stross), toujours conduits par la méthode du chargement externe, les contraintes en tout point du modèle sont obtenues par la formule :

$$\sigma = E (\epsilon - \epsilon_0)$$

Si en particulier, on refait le calcul relatif à la phase calotte excavée + voûte en béton mise en place (supposée non pesante) - on se rend bien compte que les déplacements et contraintes dans le rocher ne sont pas modifiés par la présence de la voûte, et que dans la voûte, les contraintes sont nulles.

V. 4-2 - Etude de la stabilité pour un milieu isotrope et homogène.

La stabilité parfaite de l'excavation suppose qu'en tout point du massif rocheux, le vecteur contrainte soit à l'inté-



rieur de la surface limite de rupture. En réalité, la roche n'est jamais un milieu parfaitement élastique, homogène, isotrope et continu. Il apparaît très souvent à l'intérieur du massif rocheux des zones où l'on quitte le domaine élastique. Au point de vue stabilité, les questions que l'on se pose sont alors les suivantes :

- prévoir l'extension des zones perturbées ?
- déterminer si ces zones seront auto-stables ou au contraire, si elles nécessiteront un soutènement ?

Seul un calcul élasto-plastique permettrait de répondre complètement à ces questions. Jusqu'à présent, on s'est contenté de comparer les résultats du calcul élastique à un critère de limite élastique : le critère utilisé étant celui de la courbe intrinsèque.

Connaissant les contraintes en chacun des points du modèle, l'étude de la stabilité consiste :

- à calculer les contraintes principales dans toutes les mailles,

- à rechercher dans chacune des mailles la distance du grand cercle de MOHR à la courbe intrinsèque de la roche, déterminée par les essais de laboratoire (essais de torsion - compression axiale, essais triaxiaux, ...).

La détermination de cette distance n'est pas commode si l'on cherche à résoudre analytiquement le problème tel qu'il se pose. Evidemment, on peut toujours chercher une fonction polynôme passant par quatre ou cinq points de la courbe intrinsèque et évaluer la distance à chacun des cercles de MOHR constituant l'état de contrainte aux différents points. Mais cette méthode, outre les difficultés qu'elle présente, n'est pas très précise car les moindres variations de rayon de courbure de la courbe intrinsèque introduite par la fonction polynôme ont des répercussions importantes.

On préfère substituer à la courbe intrinsèque une autre courbe de manipulation plus aisée. Cette courbe déduite représente le rayon du cercle limite de MOHR en fonction de son centre. Sa construction géométrique donnée par la figure 5.6 est très simple.





Pour la partie sommitale de la courbe intrinsèque, la roche obéit à un critère de traction maximale et la courbe déduite s'identifie à un segment de droite inclinée à 45° sur les axes. Si X représente le centre des cercles limites et Y leur rayon,

$$Y = X - R_T \text{ pour } X \in (R_T, X_0)$$

X_0 représente l'abscisse du centre de courbure de la courbe intrinsèque en son sommet.

Pour $X > X_0$, on représente la courbe déduite par une fonction polynôme de degré quatre ou cinq de la forme :

$$Y = Y_0 + (X - X_0) + c (X - X_0)^2 + d (X - X_0)^3 + e (X - X_0)^4$$

avec Y_0 = rayon de courbure du sommet de la courbe intrinsèque (fig. 5.6).

Grâce aux calculateurs électroniques et à leur tables traçantes, on fait dessiner les courbes d'iso-valeur par rapport à la courbe intrinsèque. Ces courbes représentent donc le lieu des points pour lesquels la distance du grand cercle de MOHR à la courbe intrinsèque est constante. De cette façon, on localise parfaitement les zones où la stabilité n'est pas assurée.

Le programme de calcul qu'utilise actuellement E.D.F. ne travaille qu'en élasticité pure et les éventuelles zones de plasticité qui peuvent apparaître n'entrent pas en considération dans les calculs. Toutefois, on pourrait effectuer un second passage en machine, en attribuant une résistance nulle aux mailles où l'état de contrainte calculé précédemment a franchi la surface limite de rupture. Cette méthode qui est très prudente, permet tout de même de voir l'évolution des contraintes dans le massif dont les zones portées à la rupture, sont soustraites.

V. 4.3 - Cas d'un milieu à caractéristiques de résistance anisotrope.

Jusqu'ici, nous n'avons traité que le cas d'un milieu isotrope éventuellement hétérogène.



Pour les milieux anisotropes, les choses se compliquent. Outre l'aspect généralement tridimensionnel du problème, il faut considérer l'anisotropie des déformations et des résistances de la roche.

S'il est relativement commode d'introduire l'anisotropie des déformations de la roche, aucun programme ne fait encore véritablement intervenir l'anisotropie des résistances. Dans certains cas, on peut cependant approcher la réalité.

Par exemple, s'il existe des discontinuités qui risquent de compromettre la stabilité de la cavité, on détermine les contraintes tangentielles et normales selon ces discontinuités. La stabilité sera assurée si la contrainte normale est suffisamment élevée par rapport à la contrainte tangentielle. On comparera donc l'état de contrainte à une droite de type MOHR-COULOMB.

V. 5 - EXEMPLE DE L'USINE SOUTERRAINE DE SISTERON.

Pour illustrer ce qui vient d'être présenté, nous allons analyser les résultats des calculs effectués pour le site de Sisteron (Alpes de Provence). Le projet, actuellement en cours de réalisation, prévoit un barrage prise d'eau sur la Durance, un canal d'amenée de 32 km de longueur, une usine souterraine et une galerie de fuite de 1 km de longueur. La hauteur de chute est de 110 mètres.

L'usine souterraine est implantée dans les marno-calcaires du Callovien, roche stratifiée, avec un pendage de 50°. La hauteur de recouvrement au-dessus de la voûte est d'environ 75 m. L'axe longitudinal de l'usine est orienté en travers bancs.

Les caractéristiques géotechniques des marno-calcaires ont été déterminées au cours d'une importante campagne d'essai au laboratoire et in situ (cohésion in situ = 2 MPa, angle de frottement interne = 20 à 30° suivant la direction de la sollicitation par rapport à la structure) (5.9).



Le projet d'exécution de l'excavation prévoyait que la voûte serait bétonnée à l'avancement par tranche de 8 mètres. Cette méthode évitait que se pose le problème de stabilité de la voûte. La préoccupation était plutôt de savoir si la stabilité des piédroits, d'une hauteur de 25 m. en fin d'excavation, était assurée ou pas.

Le programme de calcul élastique utilisant la méthode de chargement aux limites externes a permis de calculer les contraintes principales au voisinage de la cavité pour les phases successives. L'état de contrainte initial est supposé hydrostatique et le calcul prend en considération, à un stade convenable, les prédéformations pour la voûte (après la première phase d'excavation) et également des forces dues aux tirants d'ancrage (tirants du pont roulant). Notons également que les calculs ont été effectués avec un module de 15 000 MPa pour le béton de la voûte et de 5 000 MPa pour le rocher. On a tenu compte des phénomènes de décompression en attribuant aux mailles bordant la cavité un module plus faible.

Pour les calculs, différentes courbes intrinsèques ont été retenues. Sur la figure 5.7, est représentée une courbe intrinsèque (droite de COULOMB limitée du côté des tractions : $C = 1 \text{ MPa}$, $\varphi = 27^\circ$) qui a servi de critère élastique et qui n'est autre que la courbe obtenue par les essais de cisaillement in situ. Seul un coefficient de sécurité de 2 a été appliqué à la cohésion.

Les courbes iso-distances à ce critère correspondant à l'excavation finale, montrent principalement deux zones dangereuses où la limite élastique est dépassée (fig. 5.7) : une zone située sous l'appui de la voûte où la rupture se produit en traction et une autre, située au bas du piédroit, où la rupture s'effectue en cisaillement.

Constatant à la suite de ce calcul que la partie verticale du piédroit paraissait stable, on s'est demandé si le critère adopté n'était pas encore trop optimiste. On a alors dessiné les zones dans lesquelles une au moins des contraintes principales était une traction (fig. 5.8).



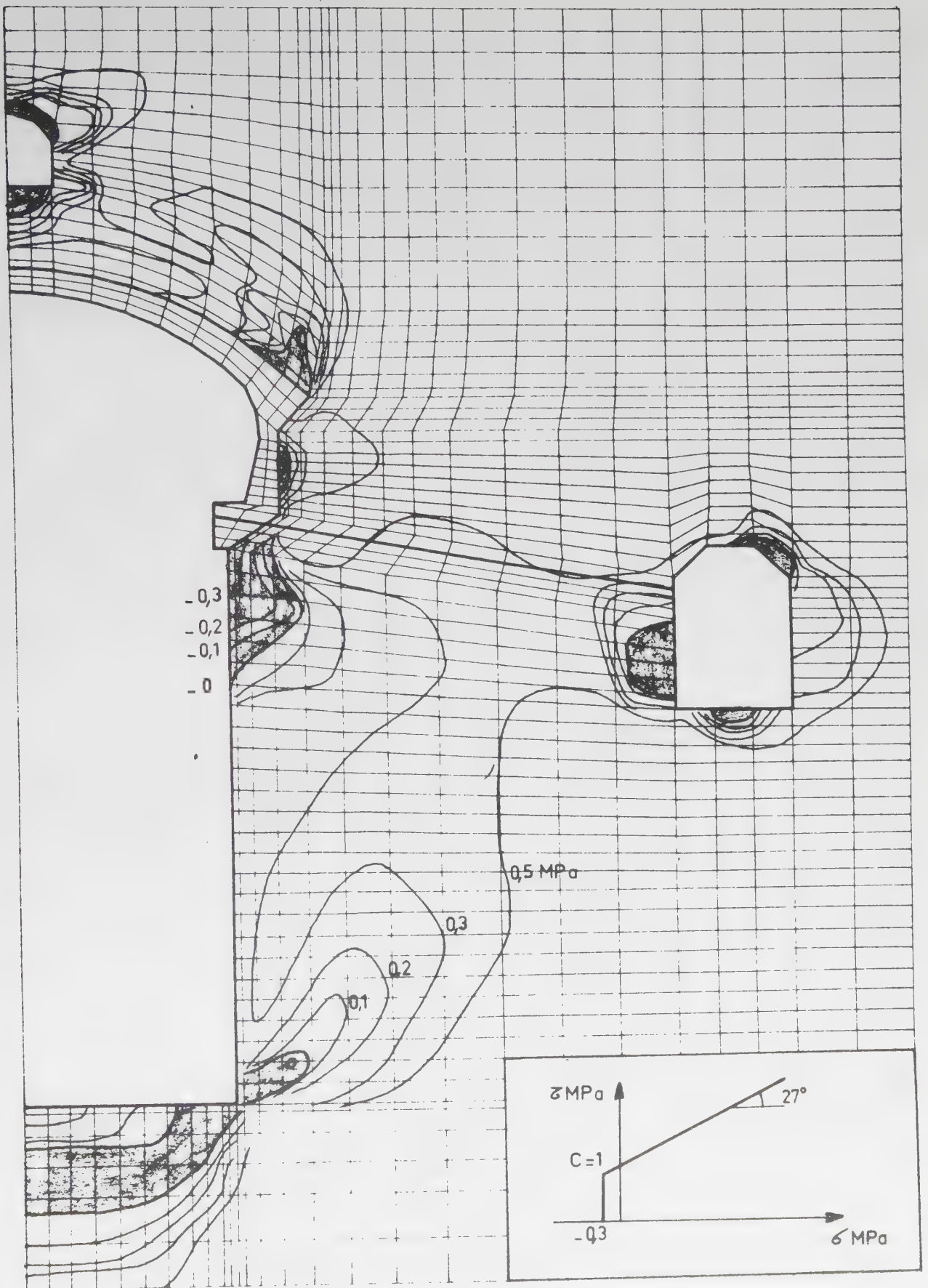


Fig.5.7 - Phase finale d'excavation de l'usine souterraine de Sisteron
- Courbes iso_valeurs de la distance du grand cercle de Mohr
à la courbe intrinsèque ci_dessus



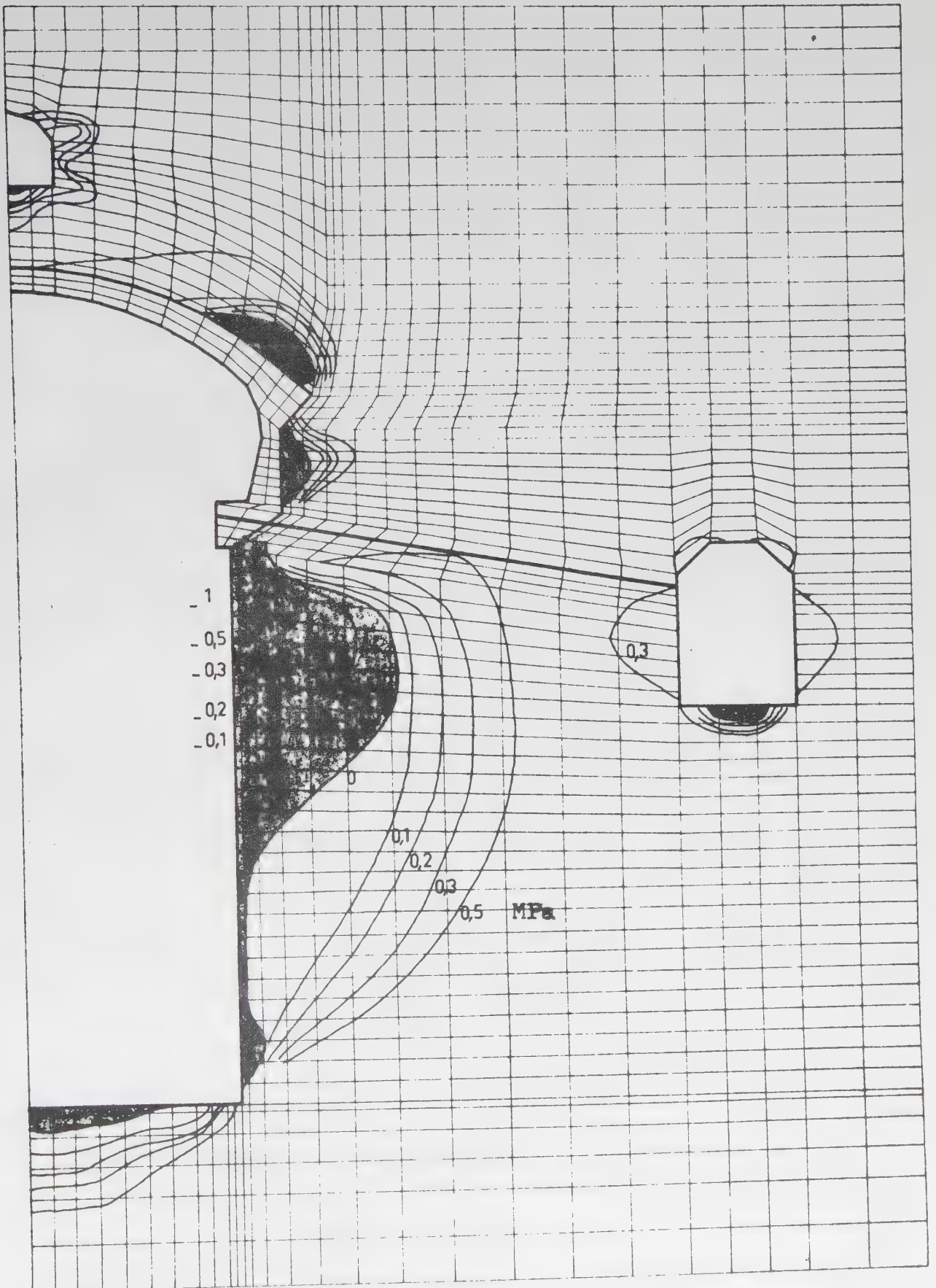


Fig.5.8 - Phase finale d'excavation de l'usine souterraine de Sisteron
- Courbes iso_valeurs de la plus petite des contraintes principales



La figure 5.8 montre que l'abatage du stross provoque une grande zone de traction comprenant :

- des tractions horizontales bien développées, à rattacher à la forme élancée de la cavité, préjudiciables à la stabilité (1),

- des tractions verticales immédiatement au-dessous de la poutre du pont roulant, certainement dues à la rigidité beaucoup plus importante du béton de la voûte par rapport au rocher. En réalité, des fissures doivent s'ouvrir et faire disparaître ces tractions.

A la lumière de ces résultats, le bureau d'étude a décidé de mettre en place deux lignes de tirants de 130 tonnes, de 12 m. de longueur, disposés tous les 3 mètres à des niveaux convenablement choisis. La figure 5.9 montre que cet aménagement réduit la zone tendue sans la faire disparaître.

Dans l'avenir, l'auscultation de l'excavation souterraine dira si les paramètres géotechniques pris en considération dans les calculs ont été convenablement choisis.

V. 6 - CONCLUSION.

Les calculs théoriques que nous venons de présenter portent sur la simulation du comportement mécanique du milieu autour de la cavité grâce à un modèle mathématique : la méthode des éléments finis. Bien que la puissance actuelle des ordinateurs ait poussé très loin les possibilités de cette méthode, il y a lieu d'être prudent quant à la valeur à donner aux résultats des calculs théoriques. Ces derniers dépendent de plusieurs hypothèses qui sont, d'une part la loi de comportement de la roche et les conditions

(1) Les calculs faits par les Italiens pour la centrale de LAGO-DELIO ont également fait apparaître ces tractions horizontales.



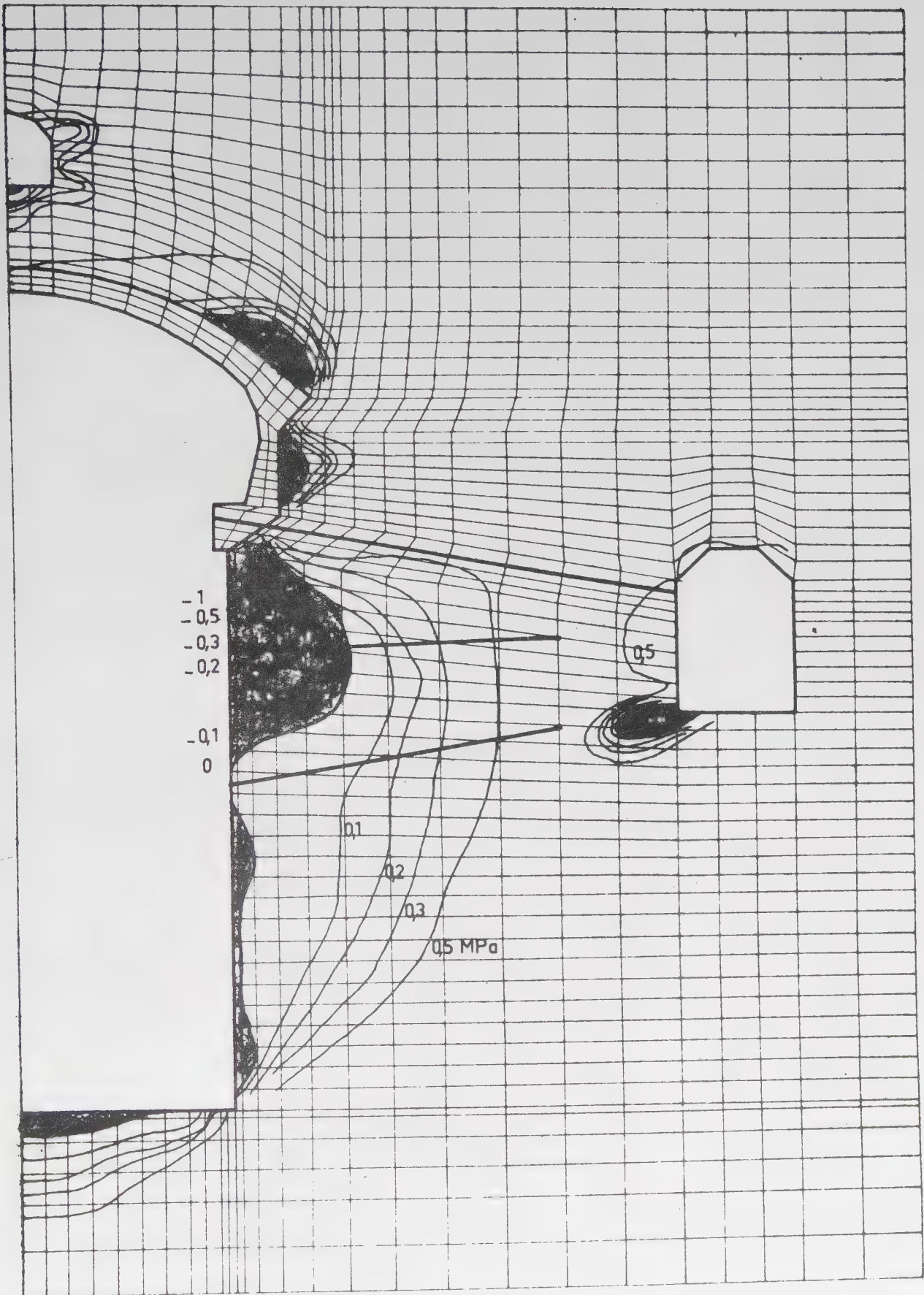


Fig.5.9 _ Phase finale de l'excavation de l'usine souterraine de Sisteron
avec 2 nappes de tirants
_ Courbes iso_valeurs de la plus petite des contraintes principales



aux limites, ..., d'autre part, les valeurs attribuées aux paramètres de déformabilité du milieu.

Cependant, la méthode des éléments finis est très souple d'emploi pour les problèmes de Mécanique des Roches.

Elle permet de considérer des géométries très complexes, d'intégrer les forces de masse et les conditions aux limites les plus diverses en relation avec le profil topographique, ... En outre, les calculs par éléments finis offrent la possibilité d'introduire le frottement sur certaines surfaces de discontinuité. La méthode n'est pas restrictive à un comportement élastique. Elle s'applique à tout autre modèle rhéologique, d'où l'avenir qui lui est réservé.

Mais la grande difficulté demeure toujours au niveau de la représentativité des caractéristiques mécaniques prises en compte dans les calculs vis-à-vis de celles du massif rocheux. Tout repose sur la connaissance des véritables paramètres géotechniques de la roche placée dans son contexte naturel. Seul, le développement des études géotechniques réalisées en laboratoire et in situ permettra de donner une valeur encore plus réaliste aux calculs théoriques. C'est ce qui a été tenté dans ce mémoire.



Liste bibliographique

- 5.1 ZIENKIEWICZ, O.C., The finite element method in engineering science, Mc.Graw-hill London 1971. Traduction française Ediscience 1973.
- 5.2 GARNIER, J.C., Application de la méthode des éléments finis à la mécanique des roches à E.D.F. Situation actuelle et développements possibles. Rapport E.D.F. Mars 1973.
- 5.3 MASURE, P., Comportement des roches à anisotropie planaire discontinue. Application à l'étude de la stabilité des excavations souterraines. Thèse présentée à l'Université de Nancy. 1970.
- 5.4 FINE, G., La méthode des éléments finis appliquée à la mécanique des roches. Ecole des Mines de Paris.
- 5.5 AUFAURE, M., BENJAMIN, C., Application de la méthode des éléments finis à la résolution numérique des problèmes d'élasticité en géométrie plane ou de révolution. E.D.F. Direction des Etudes et Recherches. Octobre 1970.
- 5.6 ABSI, E., Méthode des éléments finis. Annales de l'I.T.B.T.P. n° 262, p. 1 593 - 1 621. Octobre 1969.
- 5.7 COMES, G., L'étude géologique et géotechnique des grandes centrales souterraines. Casablanca. 1971.
- 5.8 STEMSDOERFER, P.M., Résolution par la méthode des éléments finis des problèmes viscoélastiques et élastoplastiques posés par les cavités souterraines.
- 5.9 COMES, G., FOURNIER, G., Mesure en place de la résistance au cisaillement d'une marne. Congrès International de Mécanique des Roches de Madrid. 1968.

NOM DE L'ETUDIANT : Edmond DURAND

Nature de la thèse : Docteur-Ingénieur.

Vu, Approuvé
et Permis d'Imprimer

Nancy, Juin 1973.

Le Président,

J.R. HELLUY

NOT TO BE REPRODUCED OR TRANSMITTED IN ANY FORM OR BY ANY MEANS, ELECTRONIC OR MECHANICAL, INCLUDING PHOTOCOPYING, RECORDING, OR BY ANY INFORMATION STORAGE AND RETRIEVAL SYSTEM.

ALL RIGHTS RESERVED
© 1977
BY THE AUTHOR

